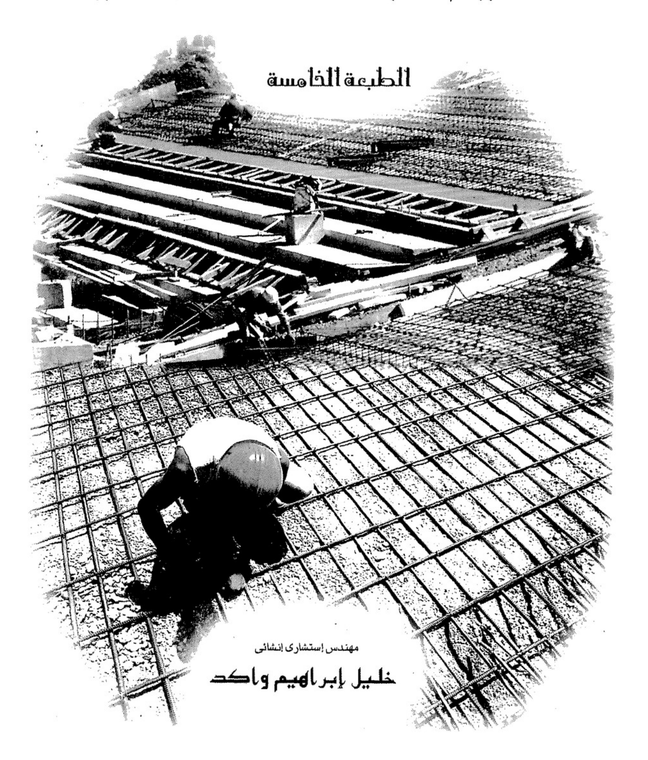
الدليل الإنشائى

لتصميم البلاطات الخرسانية



الطبعة الخامسة

مهندس إستشارى إنشائى

خليل إبراهيم واكد

تصميم البلاطات الخرسانية

مهندس استشاري إنشائي
خليل إبراهيم واكد

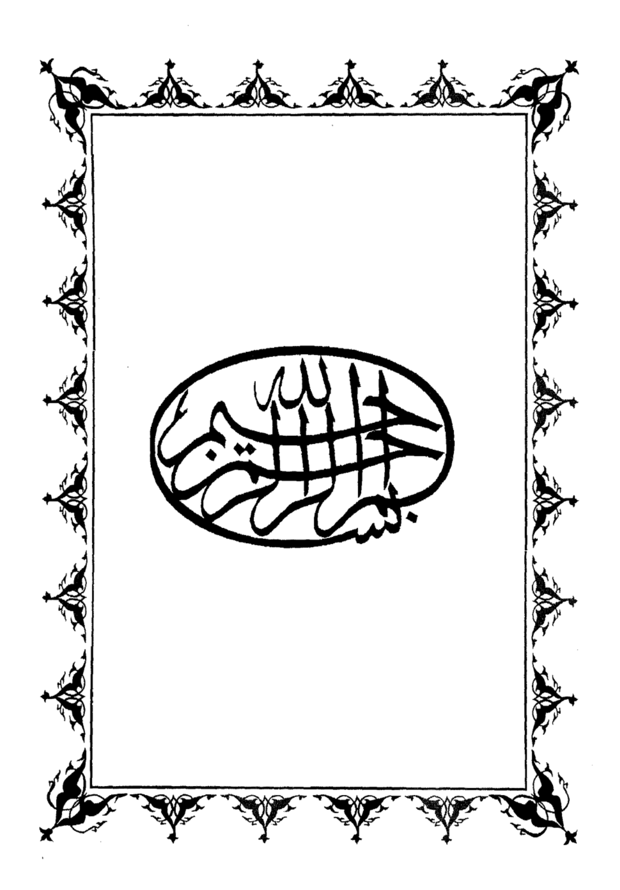
٢٠٠٣

رقـــم الإيـداع بـدار الكـتب : ٢٠٠٣/١٧٤٥٧
الترقيـــم الدولـــــــــي : ٧-٣٣٩-٢٨٧-٩٧٧

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٧٩٥٤٢٢٩

لمزيد من المعلومات يرجى زيارة موقعنا على الأنترنت

www.sbheg.com
e-mail: sbh@link.net


بسم الله الرحمن الرحيم





مقدمة الطبعة الرابعة

صدرت الطبعتان الأولى والثانية من كتابى الثانى " تصميم البلاطات الخرسانية " ونفذتا قبل صدور المواصفات المصرية الجديدة لتصميم وتنفيذ المنشأت الخرسانية لعام ١٩٩٥والتي جعلت من الضرورى إجراء تعديلات وإضافات جوهرية لهذا الكتاب قبل صدور هذه الطبعة الثالثة التى بين يديك الأن .

والمواصفات المصرية الجديدة مما أحتوته من معلومات قيمة تساير بها التطورات الحديثة في علم الخرسانة المسلحة من نظريات تصميم وطرق إنشاء سوف تؤدى بإذن الله إلى تيسير الطريق على المهندسن في مصر عند إطلاعهم دراستهم للمواصفات الأجنبية الأخرى وخاصة المواصفات الإنجلزية BS 8110 التى لها مفاهيم قريبة جداً من مفهوم المواصفات المصرية الجديدة والخاصة بالتصميم حالات الحدود limit state Desaign Method وهذا الكتاب يوضح تصميم مختلف أنواع البلاطات الخرسانية الشائعة الإستعمال في مصر والعالم العربى وذلك بطريقة التصميم المسموح بها في الكود المصرى لعام ١٩٩٠ وهما :

١- التصميم بطريقة اجهادات التشغيل Working State Design Method .

٢- طريق التصميم بحالات الحدود السابق ذكرها .

ومن هذه الأنواع المذكورة داخل الكتاب البلاطات المنفذة بالرفع lift slab وبلاطات ذات الأعصاب waffle slab .

وطريقة التصميم باستخدام نظرية خطوط الكسر Yield Line Method وهذا بالإضافة إلى الأنواع المعروفة من البلاطات وبلاطات مفرغة Hollow Black Slab.

وأننى أرجو من الله عز وجل أن يشمل برعايته وحفظه هذا الكتاب ويجعل فيه النفع والفائدة لمن يقرأه ، والجزاء الحسن في الأخرة .

بسم الله الرحمن الرحيم

(والقيت عليك محبة منى ولتصنع على عينى)

" صدق الله العظيم "

العبد الراجى ربه

مهندس / خليل ابراهيم واكد

بسم الله الرحمن الرحيم

(ذلك فضل الله يؤتيه من يشاء والله ذو الفضل العظيم)

صدق الله العظيم

خلال عشر سنوات من العمل المتواصل في التصميم الإنشائى للخرسانة المسلحة صادفنى أنواع عديدة من البلاطات لزوم تغطية أسقف المنشآت المختلفة وكنت أجد عناءاً شديداً في تجميع المراجع اللازمة لتصميم الأنواع الخاصة منها كما كنت أجد بعض العناء في حل كثير من المشاكل الخاصة بالأنواع المتداولة منها ، كما لاحظت أنه لا يوجد مرجع واحد يضم هذه الأنواع المختلفة من البلاطات خصوصاً تلك المرتبطة بنوعية خاصة من تكنولوجيا التنفيذ الحديثة ، مما لا ريب فيه مثلا أن البلاطات المنشأة بالرفع " LIFT SLABS " لها بخلاف الاعتبارات التنفيذية ، أعتبارات تصميمية مهمة ومختلفة عن الانواع العادية من الأسقف .

ولقد تفضل الله عليّ ببعض علمه وعلمنى كثير من هذه الانواع المختلفة من البلاطات فأصبحت على دراية كافية بتصميمها وكيفية تنفيذها وكذلك بحلول المشاكل التى تعتريها ، لذلك فقد آليت على نفسى نشر هذا العلم بين الناس راجياً من الله أن يحتسب ذلك عنده من العلم النافع الذى يجزى به بالخير يوم القيامة أنه سميع مجيب الدعاء .

في هذا الكتاب ستلاحظ يا صديقى المهندس والطالب أننى لم أكتف بالمعلومات النظرية والقوانين المصاحبة لها بل قمت بتدعيم هذه المعلومات بأمثله علمية متدرجة في الصعوبة وبها كثير من مشاكل التصميم المصاحبة له .

وأننى أرجو أن يكون هذا الكتاب بمثابة دفعة قوية لغيرى من المهندسين في مصر لينشروا ما عندهم من علم نافع حتى تزدهرعملية التأليف العلمى في مصر لعلنا في يوم من الأيام نجارى بها كثير من الدول المتقدمة .

وبالله تعالى نستعين ونستهدى

مهندس / خليل ابراهيم واكد



الباب الأول

مقدمة إلى طريقة التصميم بإجهادات التشغيل

Working Stress Design Method



مقدمة إلى طريقة التصميم باجهادات التشغيل

WORKING STRESS DESIGN METHOD

مقدمة

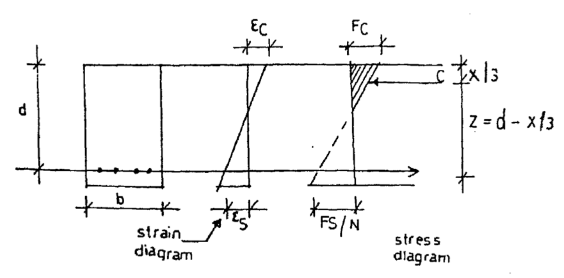
يعتبر العالم جى. بى مانينج (١٩٢٤) G. P Manning هو أول مهندس قام بوضع قواعد مفاهيم للتحليل المرن للخرسانة المسلحة Elastic Analylsis، إن حالات أحمال التشغيل مطلوبة فى هذه الحالة للتحليل المرن لكل من تحليل القطاع Both Member & Section analysis.

تحليل القطاع : Section Analysis

إن قانون هوك Hook ونظرية بيرنوللى Bernonlli تعتبران القاعدتان الإساسيتان للنظرية المرنة التقليدية للمادة المركبة من خرسانة وحديد تسليح. والفروض الإساسية المأخوذة فى الإعتبار فى تحليل الخرسانة المسلحة المعرضة لعزوم إنحناء تكون كالآتى:

١ – تحت تأثير عزوم الإنحناء الصافية (Pure Flexure)

* يتم إهمال مقاومة الخرسانة للشد.
* لا توجد أى حركة نسبية لحديد التسليح فى الخرسانة (إنزلاق تماسك Bond Slip)
* الإجهادات فى الخرسانة والتسليح تكون داخل النطاق المرن من الصفر إلى حمل التشغيل.
* **القطاعات المستوية للأعضاء قبل التحميل تظل مستوية تحت تأثير التحميل.**



شكل (١-١)

وهذه الفروض سوف نصل بها إلى الصيغ المعروفة لإيجاد عمق وحديد التسليح وهو كالآتى:

$$d = k_1 \sqrt{M / b} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

حيث b = عرض القطاع (منطقة الضغط)

d = عمق القطاع.

k_1 = ثابت يعتمد على كل من F_C إجهاد تشغيل الخرسانة المسموح بـــه F_S إجهاد جديد التسليح المسموح به.

M = أقصى عزم إنحناء يؤثر على القطاع.

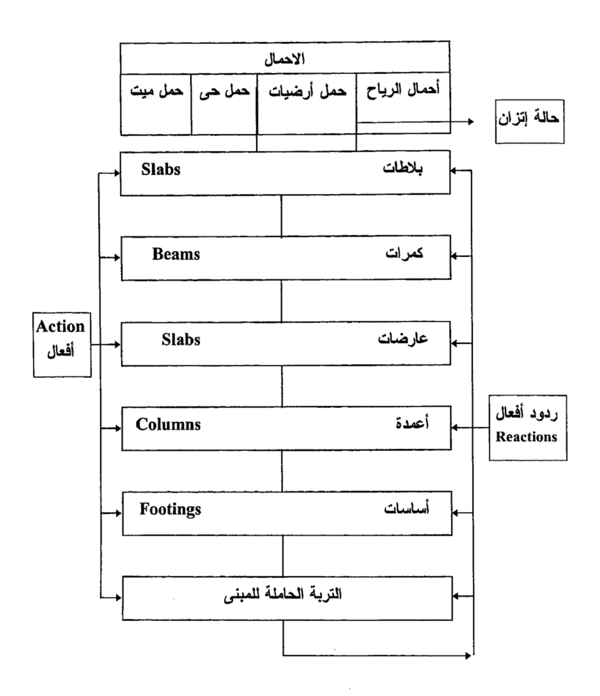
المعادلة الثانية كالآتى :

$$A_s = \frac{M}{K_2 . d}$$

حيث : K_2 = ثابت يعتمد على F_S, F_C.

A_S = مساحة حديد التسليح المطلوبة لمقاومة العزم M.

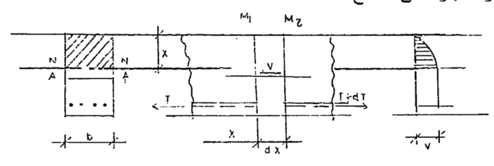
خريطة سير الحمل لأى مبنى



(٢)الشد القطرى : Diagonal Tension

إن الشد القطرى هو محصلـــة إجهـــادات القــص الرأســى Vertical Shear وإجهادات القص الأفقى Horizontal Shear

ولأى قطاع خرسانى فإن توزيع إجهاد القص أعلى محـــور الخمـــول Neutral Axis يمكن إفتراضه على أنه على شكل قطع مكافئ عادى (أنظـــر شـــكل (١-١))، وتحت محور الخمول يفترض أن التغير فى الشد dT على طـــول العنصـــر dx تتـــم مقاومته بقوة على القطاع A-A.



شكل (١-٢)

لذلك فإن:

$$dT = vbdx$$

وأيضاً:

$$\frac{dm}{dz} = \frac{m_1 - m_2}{z} = T$$

إذن:

$$\frac{dm}{dz} = vbz = q$$

حيث

$$v = \frac{q}{bz}$$

لذلك:

$$z = 0.87\ d$$

$$v = g = \frac{q}{0.87\ bd}$$

(٣) قوة التماسك Bond

لإنتقال الشد من الخرسانة إلى حديد التسليح يجب أن تعتمد على إجهاد التماسك Bond Stress بين الخرسانة وأسياخ التسليح.

وإذا حدث إنزلاق لهذه الأسياخ فإن كل مقاومة الانحناء Flexure ومقاومة القص Shear Strentgh للخرسانة لن تتولد.

ولدينا نوعين من إجهادات التماسك.

(أ) تماسك الإنحناء Flexural Bond

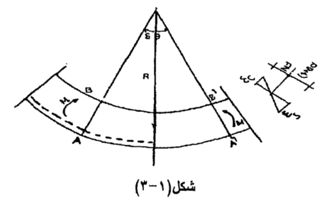
(ب) تماسك الرباك Anchorage Bond

ولمزيد من التفاصيل يمكن الرجوع إلى الفصل التاسع من الكتاب الثالث للمؤلف "Beams" تصميم الكمرات الخرسانية.

(٤) جساءة الانحناء Flexural Rigidity

إن جساءة الإنحناء (EI) تعتبر خاصية هامة جداً للقطاع الخرسانية المسلح خاصة فى حساب تشكيلاته (الترخيم) Deflection.

وهنا سوف تقوم بإشتقاق صيغة أو مصطلح Expression لجساءة الإنحناء لقطاع خرسانى مشرخ Cracked Section وذلك من خلال معادلة الإنحناء Equation of Bending.



شكل(١-٣)

من الشكل (١-٣)، فإن الإنفعال عند مستوى حديد التسليح يمكن الحصول عليه من المعادلة

$$\varepsilon_s = \frac{(R+(1-n)d)dQ - RdQ}{Rdq} = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon_s = \frac{(1-n)d}{R}$$

من معادلة الإنحناء

$$\frac{M}{I} = \frac{E}{R}$$

وبالتالى

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_s}{(1-n)d}$$

وذلك

$$EI = \frac{M(1-n)d}{\varepsilon_s}$$

والأن

$$M = A_s f_s (1-\frac{n}{3})d$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

إذن

$$M = \rho b f_s (1-\frac{n}{3})d^2$$

$$EI = \rho b f_s (1-\frac{n}{3})d^2 \frac{(1-n)d}{\varepsilon_s}$$

معامل يونج للحديد

$$\frac{f_s}{\varepsilon_s} = E_s$$

إذن

$$EI = \rho b E_s (1-n)(1-n)bd^3$$

أو

$$EI = Kbd^3$$

حيث

$$k = \rho E_s (1-\frac{n}{3})(1-n)$$

٢- الطريقة المحسنة للتصميم بإجهادات التشغيل طبقاً للمواصفات المصرية لعام ١٩٩٥

المادة (٥-٣) قطاعات معرضة إلى عزوم أنحناء أو قوى لا مركزية. (٥-٣-١) فروض أساسية وإعتبارات عامة:

٤-٢-١-٢-ج-اعلى قيم مسموح بها للعزوم $M_{u\,max}$ ولنسب μ_{max} فى مقاطع خرسانية مسلحة بالصلب جهة الشد فقط ومعرضة لعزوم إنحناء هى

$$M_{u\,max} = R_{max}\ f_{cu} b\ d^2\ /\gamma_c \ \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (٤-٤)$$

$$\mu_{max} = A_S/(b.d) = \{0.67(f_{cu}/\gamma_c)/(f_c/\gamma_s)\}(a_{max}/d) \ldots \quad (٥-٤)$$

وتعطى الجداول (٤-١) ، (٤-٢) التالية قيم R_{max} ، μ_{max} لنسب توزيع العزوم واجهادات الصلب المتعددة . الجدول رقم (٤-١) يعطى هذه الحدود القصوى فى الحالات التى لا يسمح فيها بأى إعادة لتوزيع العزوم الحانية على القطاعات اى تؤخذ قيم العزوم الحانية طبقاً لنظريات المرونة فى الكمرات والبلاطات والإطارات غير المحددة استاتيكياً والمحملة بالاحمال القصوى وطبقاً لشروط الباب السادس على انه فى هذه الحالة يفضل أن تكون العزوم الحانية فى الكمرات والبلاطات للعناصر الإنشائية وكذلك لنوعيات الإرتكاز وتطابقها مع الإفتراضات التصميمية وكذلك يجب التأكد من أن شروط التشكل والتشرخ مستوفأة .

جدول (٤-١) معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} ونسبة العمق الأقصى لمحور الخمول إلى العمق الفعال (a_{max}/d) للمقطع المسلح جهة الشد فقط

Type of steel *	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	0.50	$8.56 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.214
28/45	0.48	$7.00 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.208
36/52	0.44	$5.00 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.194
40/60	0.42	$4.31 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.187
45/52 **	0.40	$3.65 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.180

* طبقا للجدول رقم (٢-١) وحيث f_{cu} بوحدات كجم/سم^2

** خاصة لصلب الشبك مع إستيفاء ما جاء بالبند ٤-٢-١-١-٣

أما فى حالة السماح بإعادة توزيع العزوم بمقدار ± ١٠٪ فيجب فلا تتعدى قيم R_{max} و μ_{max} للقيم الواردة فى الجدول رقم (٤-٢) .

جدول (٤-٢) معامل الحد الاقصى لمقاومة العزوم R_{max} ونسبة صلب التسليح القصوى μ_{max} فى حالة اعادة توزيع عزوم بمقدار ± ١٠٪

Type of steel *	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	0.40	$6.85 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.180
28/45	0.38	$5.58 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.173
36/52	0.34	$3.88 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.157
40/60	0.32	$3.29 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.150
45/52 **	0.30	$2.74 \times 10^{-5}\ f_{cu}$	0.142

* طبقا للجدول رقم (٢-١)

** خاصة لصلب الشبك مع إستيفاء . ما جاء بالبند ٤-٢-١-١-٣

١-٥ إعتبارات عامة

يتناول هذا الباب الأسس التى تعتمد فى تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة بطريقة المرونة نتيجة تأثير أحمال وأفعال التشغيل (٣-٢-١-١-أ) . ولأستيفاء شروط الأمان عند إستخدام طريقة المرونة يجب تحقيق ما يلى :

أ- أن لا تتعدى قيم الإجهادات فى كل من الخرسانة وصلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها طبقاً للجدول رقم (٥-١) وذلك لقطاعات معرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية أو لقطاعات معرضة لقوى قص أو عزوم لى أو قوى قص مصحوبة بعزوم لى .

ب- أن يتم إستيفاء الشروط الخاصة بحالات حدود التشكل والترخيم (بند ٤-٣-١) وكذلك الشروط الواردة فى البند (٦-٤) والخاصة بحالات حدود الإتزان (الإنبعاج سواءاً بالنسبة لإجهادات الخرسانة أو الصلب) .

ويتم تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية طبقاً لشروط البند (٥-٣) ولقطاعات معرضة لقوى قص طبقاً للبند (٥-٤) ولقطاعات معرضة لعزوم لى طبقاً للبند (٥-٥) ويتم تحديد مقاومة الإرتكاز طبقاً للبند (٥-٦) والتحقق من التماسك طبقاً للبند (٤-٢-٥) .

٥-٢ الإجهادات - إجهادات التشغيل المسموح بها .

Allowable Working Stesses

٥-٢-١- الجدول (٥-١) يبين الإجهادات المسموح بهـا لتشـغيل الخرسـانة وصلب التسليح لخرسانة تتراوح إجهادتها المميزة بعد ٢٨ يوماً بيـن ١٥٠ و ٣٠٠ كجم /سم٢ ولنوعيات الصلب المختلفة مع ملاحظة مـا جاء بالبنود (٥-١-أ ، ٥-١-ب) .

٥-٢-٢ إجهادات الضغط المسموح بها فى حالة القطاعات المعرضة لضغـط لا مركزى يجب أن لا تتعدى القيم التالية :

$$(0.23 + 0.32\, e/t)\, f_{cu} \leq f_c \text{ where } (e/t \geq 0.05)$$

حيث f_c إجهاد الخرسانة المعطى بالجدول (٥-١).

جدول (٥-١) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

انواع الإجهادات	المصطلحا	إجهادات التشغيل وفقاً لأنواع الخرسانه حسب مقاومتها المميزه						
مقاومة الخرسانه المميزه	f_{cu}	١٥٠	١٧٥	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
الضغط المحورى	f_{co}****	٤٠	٤٥	٥٠	٥٥	٦٠	٦٥	٧٠
الإنحناء أو الضغط كبير اللامركزية	f_c ***	٦٥	٧٠	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠	١٠٥
القص أو اللىّ ** لمقاومة الخرسانه للقص بدون تسليح فى البلاطات والقواعد بدون تسليح فى الأعضاء الأخرى وجود تسليح جذعى فى جميع الأعضاء. القص واللى معاً *****	q_c q_c q_2	٧ ٥ ١٥	٧ ٥ ١٥	٨ ٦ ١٧	٨ ٦ ١٨	٩ ٧ ١٩	٩ ٧ ٢٠	٩ ٧ ٢١
القص الثاقب	q_{cp}	٧	٧	٨	٨	٩	٩	١٠
الصلب * ١ - صلب طرى ٢٤/٣٥ ٢ - صلب ٢٨/٤٥ ٣ - صلب ٣٦/٥٢ ٤ - صلب ٤٠/٦٠ ٥ - الشبك الملحوم ٤٥/٥٢ أملس ذو النتوءات أو ذو العضات	f_s	١٤٠٠ ١٦٠٠ — — — —	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٣٠٠٠ ٣٢٠٠ ١٦٠٠ ٣٢٠٠	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٢٠٠٠ ٢٢٠٠ ١٦٠٠ ٢٢٠٠	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٢٠٠٠ ٢٢٠٠ ١٦٠٠ ٢٢٠٠	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٢٠٠٠ ٢٢٠٠ ١٦٠٠ ٢٢٠٠	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٢٠٠٠ ٢٢٠٠ ١٦٠٠ ٢٢٠٠	١٤٠٠ ١٦٠٠ ٢٠٠٠ ٢٢٠٠ ١٦٠٠ ٢٢٠٠

* على أن تخفض إجهادات الصلب طبقا لإستيفاء شروط حد التشرخ بنـد (٤-٣-٢) إذا دعت هذه الظروف لذلك .

** مع مراعاة ما جاء ببنود (٥- ٥-٤) ، (٥-٥-٥) .

*** هذه الإجهادات فى حالة الكمرات والبلاطات التى تخانتها تزيد عن ٢٠ سم وتنقص الإجهادات المسموح بها تبعاً لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ١٥ و ٢٠ و ٢٥ و ٣٠ كجم/سم^٢ على التوالى للبلاطات ذات سمك ٢٠و١٢و١٠و٨ سم

**** هذه القيمة تمثل أكبر إجهاد ضغط محورى على القطاع عند مستوى أحمال التشغيل .

***** فى حالة وجود قص مصحوب بعزوم لىّ يتم تحديد قيم q_c & q_2 بضرب القيم المعطاة فى هذا الجدول لحالة القص أو اللىّ فى المعاملات δ_{ti} ، δ_{si} كما فى المعادلات (٥-١٧) ، (٥-١٨) حيث : δ_{ti} ، δ_{si} معرفين كما فى (٤-٥٠) .

٥-٢-٣- يتم حساب إجهادات الشد المسموح بها المسموح بها للخرسانة لتحقيق إشتراطات حدود التشرخ تحت أحمال التشغيل فى المنشآت المعرض أسطحها فى الشد من حيث التعرض البيئى للقسمين الثالث والرابع من جدول (٤-١١) أو فى أى أحوال أخرى تستدعى ذلك طبقاً لشروط البنود (٤-٣-٢-٦،٧)

٥-٣- القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية

٥-٣-١- الفروض الأساسية والإعتبارات العامة

يتم تصميم القطاعات المعروضة لعزوم إنحناء أو قوى لا مركزية باستخدام طريقة المرونة طبقاً للفروض والإعتبارات العامة التالية :

١- توزيع الإنفعالات على القطاع توزيعاً خطياً وبالتالى تعتبر الإنفعالات فى الصلب والخرسانة تتناسب مع بعدها عن محمر الخمول وذلك فى كل العناصر عدا الكمرات العميقة فيكون توزيع الإنفعالات لاخطياً

٢- تسلك الخرسانة والصلب مسلك المواد المرنة في حدود أحمال التشغيل .

٣- تهمل الخرسانة فى الشد عموماً ويقاوم صلب التسليح جميع إجهادات الشد .
٤- تؤخذ نسبة معاير مرونة الصلب E_s إلى معاير مرونة الخرسانة E_c كما يلى :

أ- عند تحديد الأبعاد وحساب الإجهادات

$n = E_s/E_c = 15$ .... (5-2-a)

ب- عند حساب التشكل المرن Elastic Deformation وعند تحديد القيم غير المحدودة إستاتيكيا وكذلك عند تحديد قيم الخرسانة فى الشد فى العناصر التى تتطلب تحديد الأبعاد الخرسانية للمقطع دون أن تتعدى إجهادات الشد فى الخرسانة حداً معيناً دون تشرخ ناتجة عن الشد (بند ٤-٣-٢-٦ و ٧)

$n = 10$ ....(5-2-b)

٥- يجب إستيفاء شروط حد التشرخ (بند ٤-٣-٢) عند تحديد قيم إجهادات التشغيل التصميمية للصلب المستخدم .

٦- إذا ثبت بالإختبارات فى معامل معتمدة أن إجهاد الخضوع f_y لأسياخ الصلب الطرى العادى المستديرة من صناعة معينة يزيد على ٢٨٠٠ كجم/سم٢ فيؤخذ الإجهاد المسموح به هو $(f_y/2)$ بحد أقصى ١٦٠٠ كجم/سم٢ .

٧- فى حالة إستخدام أسياخ ملساء من الصلب عالى الشد لا يسمح بإجهادات تزيد على ١٦٠٠ كجم/سم٢

٨- لا يوصى باستعمال الصلب عالى الشد مع خرسانة تقل المقاومة المميزة لمكعباتها بعد ٢٨ يوماً عن ١٧٥ كجم/سم٢.

٩- إذا كانت الإجهادات الناتجة عن تأثير الرياح أو الإنكماش أو الزلازل أو تغير درجة الحرارة أو الإحتكاك فى الركائز أو الهبوط غير المتساوى المحتمل لمنشأ ما ينتظر زيادتها على ١٥ ٪ من الإجهادات الناتجة عن الأحمال الرئيسية ، فيجب فى هذه الحالة عند حساب المنشأ إعتبار هذه العوامل ، ويمكن عندئذ زيادة الإجهادات المسموح بها فى حدود ١٥ ٪ لكل

عامل منها وبحد أقصى مقداره ٢٥ ٪ لكل هذه العوامل مجتمعة مع ملاحظة عدم جمع تأثيرات الزلازل مع الرياح .

١٠- فى حالة المقاطع المستطيلة المعرضة لإنحناء مزدوج يمكن زيادة أقصى إجهاد مسموح به فى الضغط عند ركن المقطع المعرض لأقصى إجهاد ضغط بمقدار ١٠ كجم/سم٢ وذلك عن القيم المبينة بالجدول (٥-١) .

٥-٣-٢ القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء

١- تصمم القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء منفردة أو عزوم إنحناء مزدوجة طبقاً للفروض الأساسية والإعتبارات العامة الواردة فى البند (٥-٣-١) وبحيث ألا تتعدى إجهادات التشغيل فى الخرسانة والصلب قيم إجهادات التشغيل بها طبقا للجدول (٥-١) ومع مراعاة ما ورد فى البند (٥-٣-١-٥) .

٢- يجب أن لا تقل نسبة صلب التسليح فى القطاعات المعرضة لعزوم عن القيم المعطأة فى البند (٤-٢-١-٢-ز) .

٣- يجب أن لا تتعدى نسب صلب التسليح فى القطاعات المزودة بصلب ناحية الشد فقط القيم المعطأة فى جدول (٤-٢) فى بند (٤-٢-١-٢-جـ) وذلك لنوعيات الصلب المختلفة .

٤- لا يسمح بإعادة توزيع العزوم فى العناصر غير المحددة إستاتيكيا بقيم تتعدى ± ١٠ ٪ مع مراعاة كافة الشروط الواجب الوفاء بها لإمكان إعادة توزيع العزوم والمعطاة فى البند (٤-٢-١-جـ) .

٤-٢-١-٢-د- استخدام صلب مقاوم للضغط فى القطاعات الخرسانية المستطيلة المعرضة للعزوم

١- يمكن زيادة مقاومة القطاعات عن الحدود القصوى المذكورة فى البند السابق (٤-٢-١-ج) وذلك باستخدام صلب ناحية الضغط فى القطاعات (شكل ٤-٦) ويتم حساب المقاومة القصوى للمقطع فى هذه الحالات من المعادلات التالية:

$$M_u = R_{max} \cdot (f_{cu}/\gamma_c) . bd^2 + (f_{cu}/\gamma_c) A`_s . (d-d`) \quad \text{........} \quad (4-6)$$

حيث :

$$A_s (f_{cu}/\gamma_c) = 0.67\ a_{max}\ .\ b.\ f_{cu}/\gamma_c + A`_s\ f_y/\gamma_s \ .... \quad (4\text{-}7)$$

ويشترط عند استخدام هذه المعادلات واستخدام الصلب المقاومة للضغط ما يلى:

١- إجراء حسابات لقيم الإنفعال فى الخرسانة المضغوطة عند مستوى الصلب المقاومة للضغط والتأكد من أن الإنفعال المذكور مضروباً فى E_s يعطى إجهاداً أكبر من أو يساوى $(f_{cu}/\ _c)$ ويمكن التغاضى عن هذا فى حالة ما إذا كانت

فى حالة الصلب الطرى العادى $(d`/d \leq 0.2)$

فى حالة الصلب ٥٢/٣٦ $(d`/d \leq 0.15)$

فى حالة الصلب ٦٠/٤٠ $(d`/d \leq 0.1)$

وفى غير تلك الظروف يتم تطبيق طريقة الإنفعالات لتحديد المقاومة القصوى للمقطع.

٢- وضع كانات على مسافات لا تزيد على ١٥ مرة قطر السيخ المضغوط وذلك لضمان عدم انبعاج الاسياخ المضغوطة.

٣- استيفاء شروط حدود التشكل والترخيم.

٤- يفضل عدم زيادة نسبة الصلب المضغوط $(`\mu = A_s^{`} / bd\mu')$ فى المقطع المعرض للعزوم عن ٠,٤٪.

٥- فى جميع الأحوال يجب مراعاة ضرورة وضع صلب ناحية الضغط فى الكمرات بنسبة لا تقل عن ١٠٪ من صلب الشد فى الكمرات. وذلك أن الصلب المضغوط يساعد على الحد من تزايد الترخيم على المدى الطويل .Long term deflection





الباب الثاني

طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى

طريقة التصميم مجالات الحدود القصوى

عموميا:

سمحت المواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥م باستخدام مفهوم التصميم بحالات الحدود القصوى المحدودة للخرسانة المسلحة فى مصر، وهذا المفهوم مسموح باستخدامه فى المملكة المتحدة (بريطانيا) منذ عام ١٩٧٢ وذلك من خلال المواصفات القياسية البريطانية CP. 110, BS. 8110.

تعريفات:

حالة الحدود لأى منشأ تعرف على أنها الحالة المعينة التى عندها يفشل المنشأ فى تحقيق الغرض الذى صمم من أجله.

تصنيف أنواع حالات الحدود:*

توجد ثلاثة أنواع من حالات الحدود يجب إستيفاء شروطها فى تصميم أى منشأ وهى كالآتى:

(أ) حالة حد المقاومة القصوى Ultimate Strengh Limit State وهو الحد الذى يضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث إنهيار للمنشأ أو الإجزاء منه والناتجة عن وصول القطاع إلى حد المقاومة القصوى له. وهذا الحد يتحكم فى طبيعة إنهيار أجزاء المنشأ (بند ٤-٢).**

(ب) حالة حد الأتزان : Stability Limit State وهذا الحد الذى يضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث إنهيارات ناتجة عن الانبعاج Buckling (بند ٦-٤) أو الأنقلاب Overturning أو الطفو Uplift أو الإنزلاق Sliding للمنشأ.

* المواصفات القياسية المصرية للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ بند ٣-١-١، ص ٣٨-٣٩.

** أرقام البنود من المواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥.

(ج) حالات حدود التشغيل: **Servicability Limit States** وهى الحدود التى يؤثر تجاوزها سلبياً على استخدام المنشأ ومتانته. وينقسم هذا البند إلى حالات الحدود التالية:

أ- **حالات حدود التشكل والترخيم: Deformation and deflection limit states**

وهى الحالات التى تضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث تشكلات أو ترخيم يتجاوز الحدود المسموح بها والتى تؤثر على كفاءة إستخدام عناصر المنشأ (بند ٤-٣-١). وهى الحالة التى تضمن من الناحية الإحصائية عدم حدوث شروخ باتساع (Carck Width) يؤثر سلبياً على كفاءة المنشأ أو تحد من صلاحيته أو طول فترة هذه الصلاحية أو تؤثر أيضاً على المظهر العام لأجزائه (بند ٤-٣-٢).

(١-٢) حالة حد المقاومة القصوى: `Ultimate limit state (U. L. S.)`

(٢-١-١) حالة حد المقاومة القصوى للأحمال: (U. L. S.).

أ- **الحمل المميز The Characteristic load**

هو نفسه حمل التشغيل Working Load الذى يستخدم عادة فى طريقة التصميم بإجهادات التشغيل Working Stress Design Method ويرمز له بالرموز الآتية:

(أ) الحمل الميت Dead lead * G_k ,g_k

(ب) الحمل الحى Live Load Qk, qk

تعريفات Defintions

الحمل المميز هو هذه القيمة للحمل التى لهـا إحتماليـة Probability مقبولـة الإيزداد الحمل عنها اثناء العمر الافتراضى للمنشأ. ويمكن الرمـز للحمـل المميـز بالرمز (Fk).

وهذا الحمل المميز يمكن تحديده وحسابه من خلال الحمـل المتوسـط Mean Load بالإضافة إلى قيمة الحيود القياسى Standard Deviation عن المتوسط وذلـك من خلال العلاقة التالية :

$$F_k = F_w + 1.64\ S$$

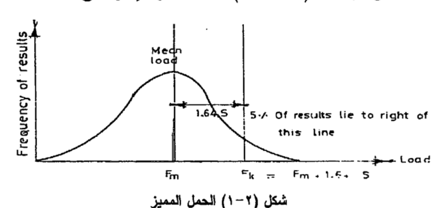
* الحرف الكبير يرمز للحمل والحرف الصغير يرمز للحمل منتظم

حيث :

Mean Load الحمل المتوسط = F_w

Standard deviation الحيود القياسى = S

والحمل المميز يمكن تعريفه على أنه قيمة الحمل الذى تخرج عن قيمته أكثر من ٥٪ من منحنى الإحمال (شكل ٢-١) خلال العمر الإفتراضى للمنشأ.



شكل (٢-١) الحمل المميز

ملاحظة:

gk = الحمل المميز منتظم التوزيع لكل متر مربع (للكمرات سوف يكون للمتر الطولى).

Gk = الحمل الكلى للبحر الواحد.

ولذلك يصبح $Gk = gk \,.\, L$

حيث:

L = بحر الكمرة

ب- الحمل التصميمى: Design Loads

(أو الحمل الأقصى) (Ultimate Loads)

الحمل التصميمى يمكن الحصول عليه بضرب الحمل المميز بمعامل أمان جزئى Partrial Safety Factor.

أى أن $\gamma g = \gamma_f \,.\, gk$

الحمل الميت التصميمى = معامل أمان جزئى × الحمل الميت المميز.

هذا المعامل للأمان الجزئى γ_f (معامل زيادة الأحمال) يتم الأخذ بـــه لتــدارك العوامل التالية وأخذها فى الاعتبار لحدود الأمان:

(١) زيادة غير معتادة محتملة الحدوث فى الحمل أكثر مـــن الحمـل المميـز Chracteristic Load المأخوذ فى الإعتبار.

(٢) ترتيب غير دقيق لتأثير الأحمال.

(٣) إختلافات فى دقة الأبعاد أثناء تنفيذ المنشأ.

(٤) أهمية حالة الحدود Limit State المأخوذة فى الاعتبار حيث يختلف قيمة المعامل γ_f بإختلاف حالات الحدود وهذه القيم كما هو مذكور فى الكـــود المصـــرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ فى البند رقم (٣-٢-١) وقام المؤلف بوضعهـــا فـــى جدول (٢-١) وذلك للأختصار.

بند (٣-٢-١) تحديد الأمان عند إستعمال طريقة حالات الحدود

(٣-٢-١-١) تحديد الأحمال والأفعال

أ- أحمال وأفعال التشغيل Service Loads

تعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظـــروف التشـــغيل والتى تكون احتمالات الزيادة فى قيمتها لا تتعدى ٥٪ وذلك بناءاً على نتائج وبيانـــات احصائية وتؤخذ هذه الأحمال طبقاً للكود المصرى للأحمال وتشمل الأحمـــال الحيـــة والدائمة وكذلك أحمال الرياح والزلازل وضغط الأتربة والسوائل والأحمال الديناميكية وأيضاً تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والإنكماش وتغيرات درجـــات الحـــرارة المنتظرة. وفى الأجزاء المعرضة للزلازل يؤخذ تأثير تلك الزلازل تبعاً لشدتها.

ب- قيم الأحمال والأفعال القصوى لحالة الحد الأقصى للمقاومة

تحسب الأحمال والأفعال القصوى على عناصر المنشأ المختلفة بضرب أحمال التشغيل المعرفة فى البند (٣-٢-١-١-أ) فى معاملات زيادة الأحمال كما يلى:

١- فى العناصر المعرضة لأحمال حية والتى يمكن فيها أهمال تأثير أحمال الرياح والزلازل يؤخذ الحمل الأقصى:

$$U = 1.4\,D + 1.6\,L \qquad (3\text{-}1)$$

حيث D = الأحمال الدائمة Dead Loads

L = الأحمال الحية Live Loads

٢- فى حالة ما إذا كان الحمل الحى لايزيد على ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الدائمة يمكن أخذ قيمة الأحمال القصوى:

$$U = 1.5\,(D+L) \qquad (3\text{-}2)$$

٣- فى العناصر المعرضة لأحمال حية بالإضافة إلى الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة يكون الحمل الأقصى:

$$U = 1.4\,D + 1.6\,(E+L) \qquad (3\text{-}3)$$

حيث E = Lateral Loads

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة (٣-١).

أما فى حالة الضغوط الجانبية للسوائل المحصورة داخل عناصر محددة الأبعاد مثل الخزانات فيستبدل القيمة 1.6 E فى المعادلات (٣-٣)، (٣-٧) بالقيمة (1.4 E).

٤- فى حالة وجود أحمال ناشئة عن ضغط الرياح (W) أو أحمال ناشئة عن زلازل (S) يؤخذ الحمل الأقصى القيمة الأكبر من أى من المعادلتين التاليتين:

$$U = 0.8\,(1.4\,D + 1.6\,L + 1.6\,W) \qquad (3\text{-}4)$$

$$U = 0.8\,(1.4\,D + 1.6\,L + 1.6\,S) \qquad (3\text{-}5)$$

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاه بالمعادلة (٣-١) ولا يجوز الجمع بين حالتى أحمال الرياح والزلازل.

٥- فى حالات التحميل التى يؤدى فيها خفض الأحمال الدائمة إلى زيادة قيمة الأفعال القصوى فى بعض القطاعات يؤخذ معامل الأحمال الدائمة (0.9).

٦- فى حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ تستبدل الأحمال القصوى فى البنود (١،٣،٤) السابقة بما يلى على التوالى:

$U = 0.9\,D + 1.6\,L$ .... (3-6)

$U = 0.9\,D + 1.6\,E$ .... (3-7)

$U = 0.9\,D + 1.3\,W$ .... (3-8)

$U = 0.9\,D + 1.3\,W$ .... (3-8)

٧- عند حساب تأثير تغييرات درجة الحرارة وفروق الهبوط والزحف والإنكماش (T) يؤخذ الحمل الأقصى كما يلى:

$U = 0.8\,(1.4\,D + 1.6\,L + 1.4\,T)$ .... (3-10)

بشرط ألا يقل عن:

$U = 1.4\,(D + T)$ .... (3-11)

وتحسب تأثير هذه الانفعالات طبقا للبند ٣-٣

٨- يمكن أن تعامل الأحمال الديناميكية (K) علي أساس حمل إستاتيكى إضافى مكافئ ويؤخذ الحمل الأقصى كما يلى:

$U = 1.4\,D + 1.6\,L + 1.6\,K$ .... (3-12)

مع مراعاة ماجاء فى المعادلة (٣-٦).

جـ- قيم الأحمال والأفعال فى حالة التصميم بطريقة المرونة ولحالات حدود التشغيل:

١- عند التصميم بطريقة المرونة (بند ٣-١-٢) وكذلك عند حساب حالات حدود التشغيل طبقاً للبند (٣-١-١-٣) (الترخيم والتشرخ بطريقة المرونة) تعتبر قيم الأفعال والأحمال الحسابية مساوية لقيم أحمال التشغيل بند (٣-٢-١-١-أ)

٢- فى حالات التحميل التى يؤدى فيها خفض الأحمال الدائمة إلى زيادة قيمة الأفعال القصوى فى بعض القطاعات يؤخذ معامل الأحمال الدائمه (0.9).

٣- فى حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ تؤخذ أحمال التشغيل كما يلى:

1- 0.9 D + L .... (3-13)

2- 0.9 D + W Or 0.9 D + S .... (3-14)

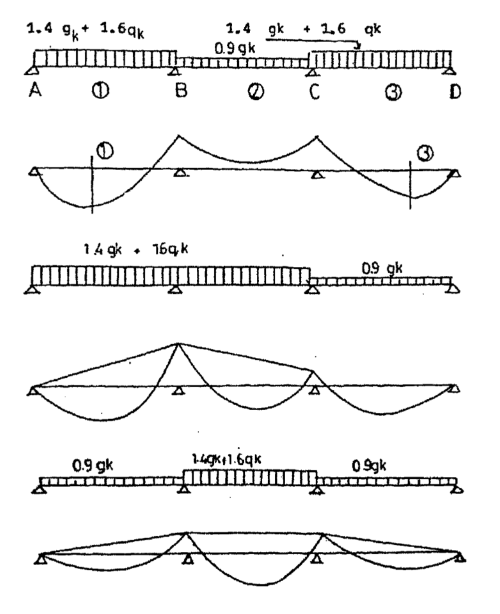
مع ضرورة أخذ معامل الأمان الكافى الذى يضمن إستيفاء شروط حاله حد الأتزان.

جدول (٢-١)

حالات التحميل	حمل ميت		حمل حى		رياح أو زلازل
	حد أدنى	حد أقصى	حد أدنى	حد أقصى	
١- حمل حى +حمل ميت	٠,٩	١,٤	صفر	١,٦	صفر
٢- حمل ميت + حمل رياح	٠,٩	١,٤	صفر	صفر	١,٣
٣- حمل ميت + حمل حى + حمل رياح وزلازل	٠,٨ × ١,٤		٠,٨ × ١,٦		٠,٨ × ١,٦

بند (٢-١-١-١) Load Combintin حالات التحميل المختلفة فى البلاطات:

أ- البلاطات المستمرة.



حالات خاصة فى البلاطات المستمرة:

إذا كان الحمل الحى أقل من ٧٥٪ الحمل الميت فيمكننا أن نأخذ حالة التحميـــل الكلى للحصول على العزم التصميمى الاقصى Mu.

U = 1.5 (D+L) C. E. (3-2)

وهذه الحالة تحدث عادة فى المبانىالسكنية والإدارية حيث .

$gk = (0.1 \rightarrow 0.14) \times 25 + 0.15$

الأرضيات　الوزن　الذاتى للبلاطة.

$\cong 0.4 \ t / m^2$

(وهنا افترضنا أن وزن الحوائط يساوى الصفر لأن هذه هـى الحالـة السـيئة للتصميم Worst Case وذلك لتقليل قيمة الحمل الميت).

gk = الحمل الحى = $0.2 \rightarrow 0.3 \ t/m^2$

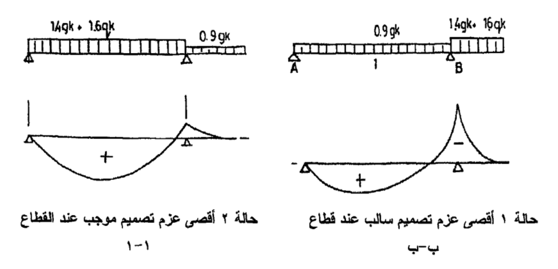
أى أن

$\frac{gk}{gk} = \frac{0.3}{0.4} = 0.75$　　　　$U = 1.5\ (q_k + g_k)$

وأغلب المبانى فى مصر سوف تشملها هذه القاعدة والمعادلة * C. E. (3.2)

$U = 1.5\ (q_k + g_k)$

(ب) البلاطات ذات الكوابيل:



حالة ٢ أقصى عزم تصميم موجب عند القطاع ١-١

حالة ١ أقصى عزم تصميم سالب عند قطاع ب-ب

* Code Equation number = C.E.

ولمزيد من التفاصيل يمكن الرجوع إلى كتاب المؤلف الثالث"تصميم الكمـــرات الخرسانية" (BEAMS)

(٢-١-١-٢) أحمـال التشغيل Working Loads

(أو الأحمال المميزة Charcteristic Loads).

(أ) الأحمال الميتة: Dead Loads

تشمل على الأوزان الآتية:

١- الوزن التالية لبلاطة السقف الخرسانية.

وزن البلاطة = مساحة البلاطة × تخانة البلاطة × كثافة الخرسانة

$$o.wt.\ of\ slab = A \times t \times \gamma 2$$

وسوف نأخذ قيمة A تساوى ١م٢ (الوحدة) لمزيد من تبســيط الحــل و كثافــة الخرسانة γ_c = ٢,٥٠ طن/م٢.

أى أن وزن البلاطة الخرسانية = $1 \times t \times$ ٢,٥٠ طن / م٣.

وفى الجدول الآتى نضع قيم أوزان عدة بلاطات ذات تخانات معروفة وشائعة التدوال فى المبانى السكنية والإدارية بمصر والعالم العربى.

تخانة البلاطة (سم)	الوزن الذاتى (كجم / م٢)
٨	٢٠٠ كجم / م٢
١٠	٢٥٠ كجم / م٢
١٢	٣٠٠ كجم / م٢
١٤	٣٥٠ كجم / م٢
١٦	٤٠٠ كجم / م٢
١٨	٤٥٠ كجم / م٢
٢٠	٥٠٠ كجم / م٢

وزن الأرضيات: Flooring

أن وزن الأرضيات يعتمد على المواد المكونة لها، فإذا كانت الأرضيات تحتوى على بلاطات أسمنتية موزايكو (وهى شائعة الإستعمال فى المبانى السكنية والأدارية) بالإضافة إلى ٢-٣ سم من الرمل كما هو وضح بالشكل (٢-٢) فإن الوزن الذاتى للأرضيات فى هذه الحالة يساوى حوالى ١٥٠ كجم / م^{٢} ← ١٨٠ كجم / م^{٢}.

وفى حالة ارضيات بلاط الاسطح يزيد هذه الوزن إلى ٢٠٠ كجم / م^{٢} ٢٥٠ كجم / م^{٢} وذلك نظراً لإستخدام خرسانة ميول وبتخانة متوسطة ٥ سم وللإرضيات من الخشب الباركية بحشو خفيف.

وزن الأرضيات = ٦٠ كجم / م^{٢}.

وللأرضيات الخشب بحشو عادى .

وزن الأرضيات = ١٠٠ كجم / م^{٢}.

وللأرضيات الفينيل (أو القنالتكس).

وزن الأرضيات = ٦٠ كجم / م^{٢}.

٣- أحمال الحوائط : Wall Loads

توجد أنواع عديدة من الحوائط تستخدم فى مصر فى إنشاء المبانى منها الأنواع الآتية:

١- حوائط طوب أحمر مصمت Brick walls

بكثافة (γ) ١,٨ طن م^{٣}.

٢- حوائط طوب أسمنتى مصمت:

بكثافة (γ) = ١,٥ ← ١,٩ طن / م^{٣}

٣- حوائط أسمنتى مفرغ:

بكثافة (γ) = ١,٢ طن / م^{٣}

٤- حوائط طوب أسمنتى خفاف.

بكثافة (γ) أقل من ١,٢ طن / م٣.

٥- حوائط طوب جبسى

بكثافة (γ) = ٠,٨ ← ١,٠٠ طن / م٣.

٦- حوائط طوب ليكا.

بكثافة = ٠,٦ ← ٠,٨ طن / م٣.

حوائط محملة مباشرة على البلاطات:

إذا كان لديك قواطيع داخلية ذات أوزان خفيفة (طوب خفيف) محملة مباشرة على البلاطات بحيث أن كثافة هذه الحوائط (بالبياض) لا تزيد عن ١٠٠ ← ١٥٠كجم/م٢ وهذه الحوائط موزعة فى خطوط مستقيمة، فإنه يمكنك أخذ تأثيرها فى الإعتبار (بدون تحميلها على كمرات) مباشرة على البلاطات على شكل حمل منتظم التوزيع Uniformly Distributed بقيمة تساوى من ٧٥٠ ← ١٢٥كجم/م٢.

(ملاحظة: إذا كان الحمل الحى أكبر من ٥٠٠ كجم / م٢ فى هذه الحالة يمكنك إهمال تأثير هذه القواطيع الخفيفة (فى حالة وجودها وتحميلها مباشرة على البلاطات) تماماً وإعتبار أن هذه الحمل الحى يعطى قيمة تأثير هذه الحوائط.

* يتم الرجوع إلى الكود المصرى للخرسانة المسلحة المادة (١٠-٣-٢) صفحة رقم ٢١٧العام ١٩٨٩ والمعدل بالكود المصرى للاحمال لعام ١٩٩٣.

ولمزيد من التفاصيل عن أحمال الحوائط على الكمرات الرجوع إلى الكتاب الثالث للمؤلف "تصميم الكمرات الخرسانية "BEAMS".

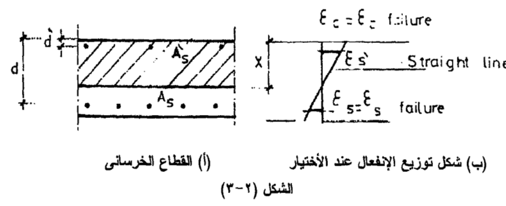
(٢-١-٢) الحالة الحدية القصوى للإنحناء (العزوم).

Ultimate Limit State of Flexure (moment)

أن مقاومة الإنحناء فى الكمرات أو البلاطات تعنى مقاومة قطاعات الخرسانة المسلحة لعزوم الإنحناء (M) أو للقوى المحورية (N) أو لكل منهما .

والفروض الاساسية لحالة الحدود القصوى الحدية هى كالآتى:

١- الإنفعالات Strains فى كل من الخرسانة وحديد التسليح تتناسب تناسباً طردياً مع المسافة من محور الخمول Neutral Axis والذى عنده يكون الإنفعال مساوياً الصفر.



(ب) شكل توزيع الإنفعال عند الأختيار (أ) القطاع الخرسانى

الشكل (٢-٣)

٢- حالة الحدود القصوى الحدية عند الانهيار Collapse يتم الوصول إليها عندما يصبح انفعال الخرسانة عند اقصى حافة للضغط The extreme Campression Fiber يصل إلى قيمة محددة تساوى ε_{cu} عند الإنهيار.

الجملة التوضيحية للكود المصرى ١٩٩٥:

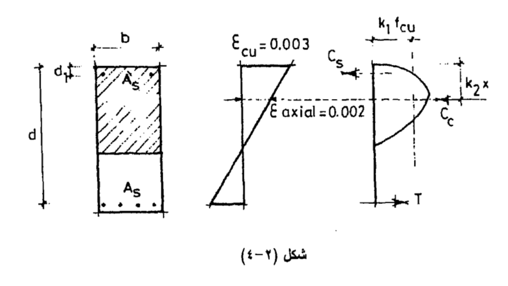
البند (٤-٢-١-٧):

"يؤخذ الإنفعال الأقصى للإنضغاط فى القطاعات الخرسانية مساوياً ε_{cu} =0.003 للعناصر المعرضة لعزم انحناء أو الانحناء مصحوب بقوى محورية تجعل جزء من القطاع معرض للشد بينما تؤخذ ε_{cu} = 0.002 فى القطاعات المعرضة لقوى ضغط محورية عند مركز لدونه المقطع، حيث مركز لدونه القطاع هو النقطة التى إذا اثرت عندها قوى الضغط القصوى ينتج عنها إنضغاطاً منتظماً فى القطاع. انظر الشكل (٢-٤).

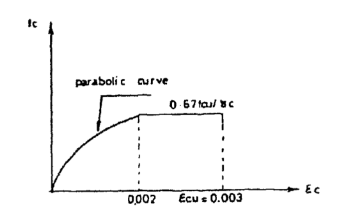
٣- عند الانهيار فإن توزيع إجهادات الضغط فى الخرسانة يمكن تعريفها بواسطة المنحنى الإعتبارى لإجهاد وإنفعال الخرسانة شكل (٢-٥).

٤- إجهاد الشد فى الخرسانة ومقاومتها للشد تعتبر مهملة تماماً.

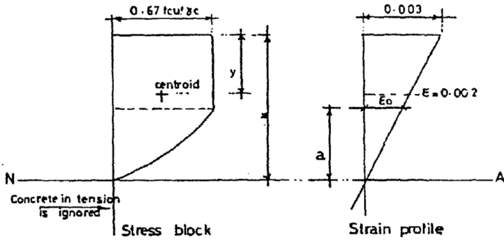
٥- إجهادات الشد في حديد التسليح يمكن تحديدها مـــن المنحنـــى الإعتبـــارى للإجهاد والإنفعال فى حديد التسليح - شكل (٢-٥-ج)



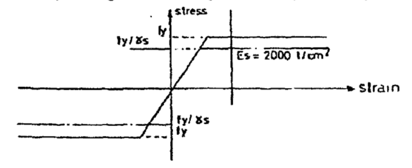
شكل (٢-٤)



أ) المنحنى الإعتبارى للإجهاد والإنفعال فى الخرسانة



ب) شكل قطع مكافئ توزيع الإجهاد وتوزيع الإنفعال فى القطاع الخرسانى



ج) المنحنى الإعتبارى للإجهاد والإنفعال فى حديد التسليح

شكل (٢-٥)

(٢-١-٣) المقاومة التصميمية للمواد: Desing Strenght of Materials

(تعريف γ_c، γ_s معاملات المقاومة γ):

أن المقاومة التصميمية للمواد يمكن الحصول عليها بقسمة قوة المقاومة المميزة Charactersitic Streght (cu,fy) على معامل أمان جزئى Partial Saftey Foactor أى أن قوة المقاومة التصميمة $\frac{f_k}{\gamma_m}$ وطبقاً للبند (٣-٢-١-٢) من الكــود المصــرى لعام ١٩٩٥ نجد الآتى:

(٣-٢-١-٢) معامل خفض المقاومة (γ).

تمثل معاملات خفض المقاوم (γ) معاملات الأمان المطلوبة لأخذ العوامل المختـلفة التى تؤثر سلبياًعلى المقاومات القصوى المختلفة فى الإعتبار، وتتمثل هذه العوامل فى إحتمالات الإختلافات البسيطة والتى تكون فى حدود نسبة الخطأ المسموح بها إحصائياً فى إبعاد القطاع ونوعيات الخرسانة والصلب المستعمل عن القيم التى تم التصميم على أساسها وكذلك فى الأخطاء البسيطة التى قد تنتج عن التقريب فى العمليات الحســابية والإفتراضات التقريبية فى الحل. وتختلف قيم هذه المعاملات طبقاً لنوعيــة الأحمــال المؤثرة (عزوم، قص، ... إلخ) وطبقاً لطبيعة الإنهيار الخاصة به سواء من النوعيـــة المفاجئة (Brittle) أو من النوعية التى تعطى إنذارات مســـبقة (Ductile) وتختلــف أيضاً طبقاً لأهمية العنصر فى المنشأ.

وتعطى قيم هذه المعاملات كما يلى:

١- حالة حد المقاومة القصوى:

أ- تؤخذ معاملات خفض المقاومة للخــرســانة (γ_c) ولصـــلب التســليــح (γ_s) للتأثيرات التالية

- قوة الشد المحورية وقوى الشد اللامركزية.
- عزوم الإنحناء.

- قوة القص وعزوم اللّى.
- الإرتكاز.
- التماسك.

كمايلى

$\gamma C = 1.50$ .... (3-15-a)

$\gamma S = 1.15$ .... (3-15-b)

ب- فى حالة عزوم الإنحناء المصحوبة بقوى ضغط محورية (ضغط لا محورى)

فتؤخذ معاملات خفض المقاومة المميزة كما يلى.

$\gamma_C = 1.75 - 0.50\ (e/t) > 1.50$ .... (3-16-a)

$\gamma_S = 1.36 - 0.43\ (e/t) > 1.15$ .... (3-15-b)

حيث $e/t > 0.05$

٢- حالات حدود التشغيل

تؤخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة وصلب التسليح لجميع حالات حـــدود التشغيل و التى تشمل :

- الترخيم.
- التشكل.
- التشرخ.

$\gamma_C = \gamma_S = 1.0$ .... (3-17)

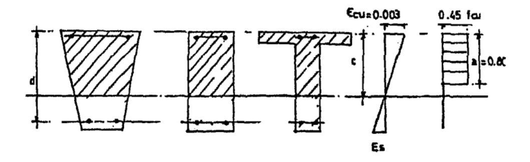
(٢-١-٤) المستطيل المكافئ لتوزيع إجهادات الضغط للخرسانة:

لتبسيط الحسابات وتصميم القطاع فإن بلوك توزيـــع الإجهـــادات ذو الشـــكل المكافئ Parabolic Stress Block يمكن تقريبه وأخذه فى الإعتبار على أنـــه بلـــوك إجهادات مستطيل مساو فى المساحة للقطع المكـــافئ ومنطبقـــه معـــه فـــى مركـــزه Centroid.

والمسافة (a) من أقصى حافة ضغط يمكن أخذها مساوية 0.8C، حيث (C) هى المسافة بين أبعد حافة ضغط إلى محور الخمول. ولذلك فإنـــه يمكـــن أخـــذ توزيـــع إجهادات منتظم ويساوى $(0.67\ fc_u / \gamma_2\ c)$ حيث γ_c= ١,٥.

$$F_{c\,max} = \frac{0.67 f_{cu}}{1.5} = 0.45 f_{cu}$$

حيث F_{cu} المقاومة المميزة لمكعب الخرسانة القياسى بعـــد ٢٨ يومـــاً. وهـــذا التقريب السابق شرحه يمكنه تطبيقه للقطاعات شكل R وشكل T وشبه المنحرف المنتظم.

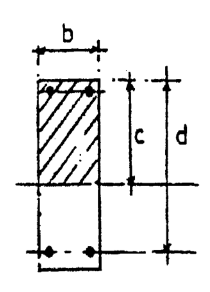


شكل (٢-٦)

تحديد قيمة (C):

لحساب المعامل (C) وهو المسافة بين أقصى حافة مضغوطـــة وبيـــن محـــور الخمول فإنه يمكن إفتراضها نسبة من (d) أى أن C/d = K حيث K يســـمى معـــامل محور الخمول Neutral Axis Factor وفى بعض الحالات يرمـــز إليـــه بالمعـــامل (x/d).

/d



شكل (٢-٧)

والمعامل K يمكن أن يأخذ أى قيمة بين حديد قصويين وهما:

الحد الأقصى **Maximum Limit**

$K_{max.} = C_{max}/d$

الحد الأدنى **Minimum Limit**

$K_{min.} = C_{min.}/d$

الخطوة الأولى يجب علينا معرفة تأثير حديد التسليح على سلوك الخرسانة تحت تأثير الأحمال حتى درجة الإنهيار Faliue.

(٢-٢) تأثير حديد التسليح على أسلوب إنهيار الخرسانة:

للقطاع الخرسانى المبين بالشكل (٢-٧) والمحتوى على أسياخ حديد تسليح عادى أو عالى المقاومة والذى له نقطة إجهاد خضوع محدده f_y (أو إجهاد ضمان (Proof Stress) فإنه يكون لدينا ثلاث حالات:

١- قطاع ذو تسليح Under-reinforced.

٢- قطاع متوزان التسليح Balanced Section

٣- قطاع ذو تسليح فوقى over reinforced section .

ولمزيد من التفاصيل عن الحالات الثلاث يمكن للقارئ الرجوع إلى كتاب المؤلف الثالث تصميم الكمرات الخرسانية "Desing of R.C. Beams".

(٢-٢-٢) العلاقة بين C/d، ρ، d:

حيث $\rho = \frac{A_S}{bd}$

وكلما زادت نسبة حديد التسليح ρ فى القطاع فإن C/d سوف تزيد.

أى أن.

$$C/d = K_1 . \rho = K_2 . A_s$$

حيث K_1 ,K_2 ثوابت Constants.

وكذلك فإنه إذا زادت النسبة C/d فإن العمق (d) سوف يزداد ولذلك وللحصول على سلوك قطاع بتسليح تحتى فإننا يجب وضع القيمة القصوى Maximum Value للنسبة C/d أى أنه تكون النسبة ρ حد أقصى.

أى أن النسبة $C_{max.}/d$ هى الحد الحقيقى للقطاع الخرسانى ذو التسليح التحتى للكمرات أو للبلاطات

ملاحظة:

(C/d) Under	<	(C/d) Balanced	<	(C/d) Over
(As) Under	<	(As) Balanced	<	(As) Over
(d) Under	>	(d) Balanced	>	(d) Over

(٢-٢-٣) مناقشة بند المواصفات المصرية (أقصى نسبة مئوية لحديد التسليح فى القطاع الخرسانى):

فى البند (٤-٢-١-٢-ج) في الكود المصرى فإن أقصى قيمة مسموحة لكل من $(Mu)_{max.}$ ونسبة الحديد $\mu_{max.}$ فى القطاع الخرسانى المسلح بحديد جهة الشد فقط ومعرض لعزوم انحناء كالآتى:

$$(Mu)_{max} = R_{max} . F_{cu}\, bd^2 / \gamma_c \quad .... \text{C-E (4-4)}$$

$$\mu_{max} = A_S/bd = [0.67\, (f_{cu}/\gamma_c) / (f_y/\gamma_s)]\, (a_{max} / d) \quad .... \text{C-E (4-5)}$$

<u>أثبات المعادلة (٤-٥):</u>

$$C = T = A_s\, f_y / \gamma_s$$

$$C = a_{max}\, b\, (0.67\, f_{cu}) / \gamma_c$$

$$A_s = [0.67\, \frac{f_{cu}}{\gamma_c} / (f_y / \gamma_s)\, a_{max.} b$$

$$\mu = \frac{A_s}{bd}$$

$$= [\, 0.67\, \frac{f_{cu}}{\gamma_c} / (f_y/\gamma_s)]\, \frac{a_{max.} b}{bd}$$

$$= 0.67\,(f_{cu}/\gamma_c)\,/\,(f_y/\gamma_s)\,\frac{a_{max}}{d}$$

أثبات المعادلة (٤-٤):

$Mu_{max.} = C\,[d - (a_{max.}/2)]$

where حيث

$C = (0.67\,f_{cu}/\gamma_c)\,a_{max.}\,b.$

$Mu_{max.} = (0.67\,f_{cu}/\ \ _c)\,a_{max.}\,b.\,[d-\frac{a_{max}}{2}]$

أفترض أن $a_{max} = k.d$

حيث K = ثابت Constant

$Mu_{max.} = (0.67\,f_{cu}/\gamma_c)\,kdb\,(d-\frac{k}{2}d)$

$= (0.67\,f_{cu}/\gamma_c)\,k\,(1-\frac{k}{2})\,d^2.\,b$

نأخذ $R_{max.} = 0.67\,k\,(1-\frac{k}{2})$

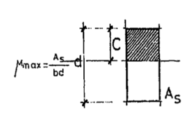
$Mu_{max.} = R_{max.}\,f_{cu}\,bd^2/\gamma_c$

والجدول (٤-١) يعطينا قيم كل من $R_{max.}$ ،$\mu_{max.}$ للأنواع المخـتلفة مـن حديد التسليح لحالة عدم السماح بإعادة توزيع العزوم فى القطاع أى أن قيم عزوم الإنحنـاء تؤخذ كما هى مسموح به من طرق نظرية المرونة مثال طرق العـزوم الثلاثـة -3 moment equation وطريقة الشغل التخيلى Virtual Work وطريقة توزيع العزوم على القيم القصوى لعزوم الإنحناء فى القطاع المعتبر مع الشروط والحالات المذكورة فى الفصل السادس من الكود المصرى ١٩٩٥ وأيضا يجب على المصمم التأكد مـن شروط وحالات التشكل والترخيم والتشريخ Carcking من أنها تحقـق حـد الأمـان المطلوب ويجب على المصمم أن يفترض بنسبة دقة ٩٠٪ الكزازة النسـبية Relative (عزم القصور الذاتى النسبى) للكمرات الغير محددة إستاتيكيا أو للإطارات الخرسانية Frames.

جدول (٤-١) حالة عدم السماح بإعادة توزيع العزوم

Type of Steel	f_y kg/cm^2	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.50	8.56×10^{-5} f_{cu}	0.214
28/45	2800	0.48	7.00×10^{-5} f_{cu}	0.208
36/52	3600	0.44	5.00×10^{-5} f_{cu}	0.194
40/60	4000	0.42	4.31×10^{-5} f_{cu}	0.187
45/52	4200	0.40	3.65×10^{-5} f_{cu}	0.180

وفى حالة السماح باعادة توزيع العزوم طبقاً للكود المصرى ١٩٩٥ بنسبة ± ١٠٪ فإن الجدول (٤-٢) يمكن استخدامه للحصول على قيم $R_{max.}$, $\mu_{max.}$ (التى تسمح بعملية إعادة توزيع العزوم بنسبة ± ١٠٪).



جدول (٤-٢)

Type of Steel	f_y kg/cm^2	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.40	6.85×10^{-5} f_{cu}	0.180
28/45	2800	0.38	5.58×10^{-5} f_{cu}	0.173
36/52	3600	0.34	3.88×10^{-5} f_{cu}	0.157
40/60	4000	0.32	3.29×10^{-5} f_{cu}	0.150
45/52*	4200	0.30	2.74×10^{-5} f_{cu}	0.142

ولإمكان استخدام الجدول (٤-٢) فإن الشروط التالية يجب أن تحقق:

١- يجب التأكد من أن شروط الأتزان مستوفاه بعد إعادة توزيع العزوم.

٢- يجب التأكد من أن شروط التشكل والشروخ مستوفاه.

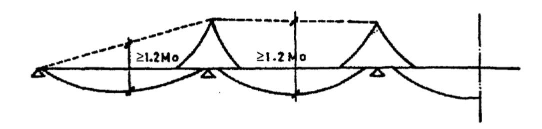
٣- يجب ى كل الأحوال أن لا يقل مجموع العزمين السالب والموجب للبحر الواحد عن ١,٢ من قيمة Mo كما هو مبين فى شكل (٢-٨) حيث Mo هى أقصى عزوم انحناء للبحر المقصود إذا كان بسيط الإرتكاز.

* خاصة لصلب الشبك مع استيفاء ما جاء بالبند ٤-٢-١-١-٣

أى أنه لحمل منتظم التوزيع فإن

$$M_o = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_{-ve} + M_{+ve} \geq 1.2\ M_o$$



شكل (٢-٨)

(٢-٣) طرق تصميم القطاعات الخرسانية بطريقة حالات الحدود القصوى:

أن الطرق الرئيسية لتصميم القطاعات بطريقة حالات الحدود القصوى بـــالكود المصرى ١٩٩٥ هى كالآتى:

١- بالمبادئ الأولية (يتم الرجوع إلى كتاب المؤلف الثالث تصميـــم الكمـــرات الخرسانية "Beams").

٢- الصيغ التصميمية (باستخدام طريقة العهد البريطانى للهندسة الإنشائية طبقاً للكود. البريطانى BS 8110 والمعدلة طبقا للكود المصرى بواسطة المؤلف).

٣- جداول التصميم ومنحنياته.

٤- طريقة توافق الإنفعالات.

وفى الفقرة التالية سوف نوضح ونشرح الطريقة الثانية

الخطوة الأولى:

١- إحسب قيمة M_u للخرسانة حيث

$$M_u = K^{\backslash} f_{cu}\, bd^2$$

حيث$(K^{\backslash})$ تختلف باختلاف C/d فى جدول (٢-٢) يرجع إلى كتــــاب المؤلــف الثالث "تصميم الكمرات الخرسانية Beams"

مثال لحديد تسليح ٣٧/٢٤:

Maximum C/d = 0.5

$$k^1 = 0.144 = \frac{R_{max.}}{\gamma(=1.5)} \text{ in E.C.O.P}$$

من جدول (٤-١)

$$= \frac{0.214}{1.5} = 0.143$$

من الكود المصرى

$$Mu = 0.144 \text{ Fcu } bd^2$$

الخطوة الثانية:

إذا كان عزم التصميم M يساوى Mu المحسوب من الخطوة الأولى فإن حديد التسليح الشد As يمكن حسابه كالآتى:

$$A_s = \frac{M}{(0.87f_y)Z}$$

الخطوة الثالثة:

إذا كان عزم التصميم M أكبر من Mu المحسوب من الخطوة الأولى فإنه يكون لدينا خطوتين كالآتى:

(٣-أ) استخدام حديد تسليح ضغط مساحته $A_3^{\backslash}$ يمكن حسابها كالآتى:

$$A_{s'} = \frac{M - M_u}{0.87f_y(d - d^{\backslash})}$$

حيث $d^{\backslash}$ هو بعد مركز ثقل حديد تسليح الضغط من وجهة الخرسانة المضغوطة Concerte Compression Face.

$$\frac{d^{\backslash}}{c} > (1 - \frac{f_y}{800})$$

(٣-٧) إذا كانت

فإننا نستخدم القيمة $700\ (1 - \frac{d^{\backslash}}{c})$ بدلاً من القيمة $0.87f_y$ وذلك فى المعادلـــــة السابقة لحساب A_s وتسمى هذه القيمة freduced.

معادلة (٣-٨)................................ $$A_s = \frac{M - M_u}{700\ (1 - \frac{d^{\backslash}}{c})(d - d^{\backslash})}$$

حيث $c/d = 0.-5$

أى أن $C = 0.5d$

(٣- جـ) مساحة حديد تسليح الشد As يمكن حسابها من المعادلة التالية:

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_y z} + A_{s'} \qquad \text{.................} \quad \text{eq. (4-9)}$$

حيث $Z = 0.8\ d$

Lever-arm and neutral axis depth factor Quoted from BISEM

$K = \frac{M}{bd^2 f_{cu}}$	0.044	0.054	0.063	0.072	0.081	0.092	0.095	0.100	0.108	0.118	0.121	0.128	0.133	0.137	0.144
$^z/d$	0.948	0.936	0.924	0.912	0.900	0.880	0.880	0.870	0.860	0.844	0.840	0.830	0.820	0.812	0.800
$^x/d$	0.130	0.160	0.190	0.220	0.250	0.290	0.300	0.320	0.350	0.390	0.400	0.430	0.450	0.470	0.500

R_1

Can be used for redistribution by 0 - 10 % (K = 0.044 to 0.121)

No redistribution (K = 0.121 to 0.144)

مثال محلول:

صمم قطاع خرسانى فى سقف بلاطات مصمته ليقـــوم عـــزم تشـــغيل = ٠,٩ طن/م٢ مع العلم بإن حديد التسليح صلب طرى ٢٤/٣٧ وقـــوة مكعبـــات الخرســـانة المسلحة المستعملة المميزة Fcu = ٢٥٠ كجم/سم٢.

الحل:

Mult. given = 1.5 × 0.9 = 1.35 m.t./m\.

افتراض أن القطاع الخرسانى ابعاده ١,٠ ×٠,١٢ متر.

i.e.ts = 12 cm.

Max. C/d for steel 24/37 from E.C.O.P 1995

القيمة القصوى للنسبة C/d لحديد تسليح عادى المقاومة ٣٧,٢٤ طبقـــاً للكـــود المصرى ١٩٩٥ من الجدول (٤-١).

C/d = 0.5

و القيمة K_1 من الجدول (٢-٣) = ١٤٤٪

∴Mult. = 0.144 Fcu bd2

$= 0.144 \times 250 \times 100 \times 10 \times 10/10^5$

= 3.6 m.t. in >> Mult. المعطاه

١٢سم كافية للمقاومة عزم التشغيل المعطى وبالتعويض بقيمة

∴ تخانة البلاطة بقيمة M given للحصول على K\ المناظرة لقيمته.

$\therefore Z/d = 0.936 = 0.936 \times 10 \quad \therefore Z = 9.36$

$1.35 \times 10^5 = K^\backslash \text{ Fu bd}^2$

$K^\backslash = 0.054$

وبالتعويض بقيمة Mgiven للحصول على K′ المناظرة بقيمته

ومن الجدول (٢-٢) C/d = ١٦٪ > ٠,٥

$$A_s = \frac{1..35 \times 10^5}{0.87 \times 2400 \times 9.36} = 6.9 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

choose 6ϕ13 / in (7.8 cm^2)

or 9ϕ10 / in (7.065 cm^2)





الباب الثالث

البلاطات المصمته

Solid Slabs



البلاطات المصمتة Solid Slabs

هذا النوع من البلاطات يستخدم عادة فى المبانى العادية السكنية أو المكاتب و المدارس و المستشفيات....إلخ.

و هذا النوع من البلاطات يحتاج إلي كمرات داخلية وخارجية و عوارض Griders للإرتكاز عليها وتحمل رد فعل البلاطات.

ويمكنك الحصول علي كل المعلومات اللازمة عن هذه الكمرات و العارضات من الكتاب الثالث للمؤلف "تصميم الكمرات الخرسانية.Beams".

و هذا النوع من البلاطات ينقسم إلي قسمين:

أ- بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد.One Way Solid Slabs

ب- بلاطات مصمتة ذات اتجاهين. Two Way Solid Slabs

وفى الصفحات التالية سوف نقوم بشرح كل نوع تفصيلياً كالآتي:

أ- البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد. One Way Solid Slabs:

"التوصيات و إضافات الكود المصرى الجديد ١٩٩٥ يرجع إلى الصفحات القادمة"

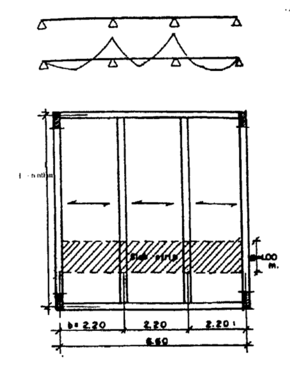
تعريف:

إذا كان طول البلاطة المصمتة أكبر أو يساوى ضعف عرضها فإن البلاطة فى هذه الحالة تسمى بلاطة ذات اتجاه واحد.

i.e $l/b \geq 2 \rightarrow$ One Way Slab.

مثال (١):

صمم البلاطة ذات الاتجاه الواحد المبينة بالشكل (٣-١) إذا علمت البيانات التالية الأحمال:



شكل (٣-١)

الوزن الذاتى للبلاطة o.wt

وبافتراض أن تخانة السقف = ١٠سم

o.wt = 0.10 X 2.5 = 0.25 طن/م٢

الحمل الحى L.i = 0.2 طن/م٢

الأرضيات = ٠,١٥ طن/م٢

الحمل الكلى = ٠,٢٥ + ٠,٢+ ٠,١٥

=٠,٦طن/م٢.

عزوم الإنحناء

$M = [0.6\times(2.2)^2]/10$
$= 0.29$ m. t./m'

نأخذ M^{-ve} عند الركيزة M^{+ve} = عند منتصف البحر $= 0.29$ م.طن/م

ملاحظة: لأن الحمل الحى أقل من ٤٠٠ كجم/م٢ فلا يوجد احتياج لعمل حالات تحميل Case of Loading ونكتفى نأخذ حالة التحميل الكلى [Case of Total Loads]

فإذا علمنا إن $C_w = 200$ kg/cm² و أن $F_c = 60$ kg/cm²

و أن $f_s = 1400$ kg/cm² حديد ٣٧

∴ المعامل $k_1 = 0.313$ و أن $k_2 = 1217$ ونأخذ الأن شريحة من البلاطة بعرض $b = 1.00$ ms

$$d = 0.313\sqrt{\frac{0.29\times10^5}{100}}$$
$$= 5.33 \text{ cms}$$

الحد الأدنى تخانة السقف = ١٠سم Take Min. t = 10.00 وذلك لمنع تسرب المياه ولإمكانية عزل الأصوات (ولذلك نوصى بعدم استخدام أسقف تخانة ٨ سم على الإطلاق).

$$A_s = \frac{0.29 \times 10^5}{1250 \times 8.5} = 2.73 \text{ cm}^2$$

choose $6\phi 8/m$` $(3.00\ cm^2)$ نختار

ckeck $A_{s\ min} = 0.2 \times 10 = 2.00\ cm^2$

$< A_s$ chosen O.K.

$A_{s\ SECONDARY} = 0.25 \times A_{s\ main}$

$< 0.2\%\ A_c \rightarrow A_{s\ MIN}$

Choose $A_{s\ SEC.} = 2.0\ cm^2 \rightarrow 5\ \phi 8\ /m$`

(ممنوع استخدام ٤ ϕ٨/م` على الأطلاق)

ملاحظة :

إذا كان الحمل الحى أكبر من ٤٠٠ كجم/م٢ فيجب الأخذ فى الاعتبار حالات التحميل للحمل الحى وهى كالآتى:

١- حالة التحميل الكلى كما سبق.

٢- حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند الركيزه.

٣- حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم فى منتصف البحر.

انظر شكل (٣-٢)

شكل (٣-٢)

تصميم البلاطات طبقاً للكود المصرى ١٩٩٥:

(أ) بند (٦-٢-١) البلاطات المصمته ذات الاتجاه الواحد:

تحديد البلاطات ذات الإتجاه الواحد:

١- البلاطات ذات الاتجاه الواحد هى البلاطات المحمولة فى إتجاه واحد على ركيزتين على طول الطرفين المتقابلين وتكون الركائز إما حوائط أو كمرات.

٢- البلاطات المستطيلة المرتكزة على حوافها الأربعة وطولها الفعال يساوى أو يزيد عن ضعف عرضها الفعال تسرى عليها قواعد البلاطات ذات الاتجاه الواحد.

٣- تحسب البلاطات ذات الاتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول فى إتجاه البحر الفعال بين الركيزتين المتقابلتين.

٦-٢-١-١- البحور

أ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساوياً للبحر الخالص بين الركائز مضافاً إليه سمك البلاطه أو ١,٠٥ البحر الخالص أيهما أكبر على ألا يزيد عن المسافة بين محاور الركائز.

ب- البلاطات المستمرة التى يزيد عرض الركيزة لها عن ٢٠٪ من البحر الخالص يمكن إعتبارها كما لو كانت مثبتة كلياً فى الركائز ويحسب كل بحر على حدة.

جـ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات الكابولية مساوياً للقيمة الأقل من:

- طول البلاطة الكابولية مقاساً من محور الركيزة.
- الطول الخالص للبلاطة الكابولية مضافاً إليه العمق الأكبر للبلاطة الكابولية.

٦-٢-١-٢- السمك الأدنى

١- يحدد السمك الأدنى للبلاطات بحيث لا يتجاوز حد الترخيم طبقاً للإشتراطات الواردة فى البند رقم (٤-٣)، كما يجوز الإستغناء عن حساب الترخيم إذا كان سمك البلاطة فى المبانى العادية لا يقل عن القيم المعطاه فى الجدول (٤-١٠).

٢- يشترط ألا يقل السمك للبلاطات كمايلى:

- للبلاطات حرة الإرتكاز $t_{min} = L/30$

- للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة $t_{min} = L/35$
- للبلاطات المستمرة من ناحيتين $t_{min} = L/40$

حيث L البحر الفعال للبلاطة ذات الإتجاه الواحد.

٣- يشترط ألا يقل سمك البلاطة فى المبانى العادية عن القيم التالية:

- بلاطات مصبوبة فى موضعها معرضة لأحمال إستاتيكية ٨سم.
- بلاطات معرضة لأحمال ديناميكية أو لأحمال العربات ١٢سم.

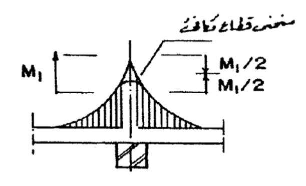
٤- يمكن تقليل السمك عما سبق ذكره للبلاطات سابقة الصب.

٦-٢-١-٣ عزوم الإنحناء

١- يمكن حساب البلاطات المستمرة تبعاً لنظرية الكمرات المستمرة على ركائز حرة جاسئة بشرط أن تتوفر العناية الخاصة لضمان وضع صلب التسليح المقاوم لعزوم الإنحناء السالبة فى مكانه الصحيح أثناء الصب.

٢- يمكن تخفيض عزوم الإنحناء السالبة تبعاً لمنحنى قطع مكافئ، كما هو مبين بالشكل (٦-١).

٣- يجب ألا تقل عزوم الإنحناء الموجبة المأخوذة فى الاعتبار عند تصميم البلاطات المستمرة عن $(WL^2/16)$ مع مراعاة بند ٣-١-٢-٤



شكل (٦-١) تخفيض عزوم الإنحناء السالبة طبقاً لمنحنى قطع مكافئ

٤- يجب ألا تقل العزوم الحانية السالبة المأخوذة فى الإعتبار عند الركائز الخارجية للبلاطات المثبتة فى الحوائط من الطوب أو الحجر أو الخرسانة العادية والتى تثبت تثبيتاً جزئياً طرفياً فى البلاطات عن

$$M = \frac{wL^2}{16} \quad .... \quad (6\text{-}1)$$

وتحسب العزوم الموجبة فى البواكى الخارجية مع أهمال التقييد الجزئى عند الأطراف.

٥- يجب ألا تقل عزوم الإنحناء السالبة المأخوذة فى الإعتبار فى التصميم عند الركائز الخارجية للبلاطات المصبوبة ميليثاً مع الكمرات الحاملة لها والتى تثبت تثبيتاً جزيئاً عند طرف البلاطات عن

$$M = -\, wL^2/24 \quad .... \quad (6\text{-}2)$$

تحسب العزوم الموجبة فى البواكى الخارجية مع إهمال التثبيت الجزئى عند الأطراف.

٦- تعتبر البلاطات تامة التثبيت عند أطرافها عندما تربط هذه الأطراف بطريقة كافية مع أجزاء أخرى من المنشأ لها من الجساءة ما يمنع أى دوران لأطراف البلاطة تحت جميع حالات التحميل.

٧- يلزم حساب العزوم السالبة فى منتصف البحور عند تعرض البلاطات المستمرة لأحمال حية ثقيلة ($P>2g$) وفى الحالات التى يتم فيها صب البلاطات والكمرات ميليثيا Monolithically يسمح بتخفيض العزوم السالبة فى منتصف البحور الناتجة من الأحمال الحية فقط إلى نصف قيمتها وذلك نتيجة لمقاومة الكمرات الحاملة للإلتواء.

٨- فى الحالات التى تتساوى فيها الأحمال منتظمة التوزيع وتتساوى فيها البحور (أو لا يزيد الفرق بينها عن ٢٠٪) يمكن إفتراض القيمة القصوى التالية لعزوم الإنحناء.

- للبلاطات ذات البحر الواحد : أقصى عزم إنحناء موجب

$M = + wL^2/8$ .... (6-3-a)

- للبلاطات ذات البحرين المستمرين: أقصى عزم إنحناء موجب

$M = + wL^2/10$

- عزم الإنحناء السالب عند الركيزة الوسطى

$M = - wL^2/8$

- للبلاطات المستمرة المكونة من أكثر من بحرين يكون عزم الإنحناء.

$M = \pm wL^2/k$ .... (6-3-d)

حيث تكون قيمة (k) كالمبين فى شكل (٦-٢).

عند حساب عزوم الإنحناء السالبة فوق أى ركيزة تؤخذ (L) المتوسط الحسابى للبحرين على جانبى هذه الركيزة.

- وفى حالة الأحمال الحية الثقيلة $p>2g$ تؤخذ العزوم السالبة فى منتصف البحور المتوسطة.

$M_{min} = (g-(p/2))\, L^2/24$ .... (6-4)

قيمة k

-24		-10		-12		-12
	+10		+12		+12	

شكل (٦-٢) عزوم الإنحناء للبلاطات المستمرة

٩- فى حالة التصميم بطريقة حالات الحدود تستبدل (w) فى العلاقات السابقة بـ (w_u).

٦-٢-١-٤- التسليح

١- يجب ألا تقل نسبة التسليح فى الإتجاه الرئيسى فى حالة إستعمال صلب التسليح الطرى عن ٠,٢٥٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب وألا تقل عن ٠,١٥٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب وفى حالة استخدام صلب عالى المقاومة يتم تخفيض هذه النسبه بين اجهادى الخضوع على إلا تقل عن ٠,١٥٪ من مساحة المقطع الخرسانى المطلوب .

٢- يرتب التسليح بحيث يغطى كافة مناطق الشد ويمتد بعد نهايتها لمسافة تساوى الطول اللازم للرباط.

٣- فى البلاطات المستمرة التى تتساوى أو تتقارب فيها أطوال البحور بفرق لا يزيد عن ٢٠٪ وتحت ظروف التحميل العادية يكسح نصف التسليح الرئيسى عند خمس البحر الخالص من وجه الركائز ويمتد فى البحر المجاور إلى مسافة تساوى ربع أكبر البحرين وهذا إذا لم تكن الأسياخ قد رتبت تبعاً لمنحنى عزوم الإنحناء.

٤- أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسى فى منتصف البحر لا تزيد عن ضعف سمك البلاطة وبحيث لا تتعدى ٢٠ سم على أنه يمكن استعمال ٥ أسياخ فى المتر فى البلاطات التى يقل سمكها عن ١٠ سم.

٥- يجب ألا يقل مساحة مقطع أسياخ التسليح السفلية والممتدة إلى الركائز عن ثلث مساحة مقطع التسليح الموجب المستعمل فى منتصف البحر.

٦- فى حالة إستعمال شيك التسليح فإنه يجب الإلتزام بالشرط الوارد فى الفقرة السابقة.

٧- يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على التسليح الرئيسى عن خمس مساحة مقطع هذا التسليح وأقل أسياخ توزيع يمكن إستعمالها هى ٤ أسياخ فى المتر.

٨- أصغر قطر للأسياخ الرئيسية هو ٦ مم للأسياخ المستقيمة و ٨مم للأسياخ المكسحة ويمكن إستعمال أسياخ ذات قطر أصغر فى حالة إستخدام الشيك أو فى حالة الوحدات سابقة الصب.

٩- يجب وضع شبكة علوية فى البلاطات ذات سمك أكبر من ١٦ سم لا تقل عن ٢٠٪ من التسليح الرئيسى فى كل اتجاه وبحد أدنى ٥ ٨ للصلب العادى ٦ϕ٥/م للصلب عالى المقاومة.

٦-٢-١-٥ الركائز

يجب ألا يقل عرض ركيزة البلاطة عن سمكها وبحد أدنى مقداره ١٠سم إلا فى حالة إستيفاء البند ٦-٤-٣-٢-٤ فيما يختص بتوافق الإنفعالات الناتجة من التواء الركيزة

مع استشداد البلاطات سابقة الصب وعموماً يجب ألا يستخدم حائط من الطوب سمكه أقل من ١٥ سم كحائط حامل.

(ب) البلاطات ذات الاتجاهين Tow Way Slabs

١-طبقا للكود المصرى ١٩٧٠ [تحسينات وأضافات الكـــود المصـــرى لعـــام ١٩٩٥.

٢- إذا كان الحمل الحى أقل أو يساوى ٤٠٠ كجم/م٢.

٣- وإذا كانت العزوم $=\frac{wl^2}{k}$　　　حيث $k = 12,10,8$

ومن خلال كتاب الدكتور محمد هلال لأساسيات الخرسانه "Fundamentals" ننقل البند التالى:

"ومعاملات الكود المصرى" التى تبدأ بقيمة $\alpha = \beta = 0.35$ = فإنـــه يمكـــن أستخدامها لعزوم الانحناء فى منتصف البحر للبلاطات باستخدام قيم تقريبيـــة لعـــزوم الإنحناء $\frac{wl^2}{10}$ = أو $\frac{wl^2}{12}$ فقط وذلك لأن عزوم الاتصــــال عنـــد الوصـــلات Joints ودعامات الاستمرار للبلاطات المستمرة لم يتم أنقاصها بواسطة قيم عـــزوم الالتـــواء للبلاطات " أ.هـ.

ولذلك فإننا فى حالة تطبيق معاملات الكود المصرى نطبقه على عزوم انحنـــاء فى منتصف البحر field mounet $M^{+ve} = M^{-ve}$ عند نقاط الاتصال. والجدول رقم (١) يوضح لنا القيم المختلفة لمعاملات الكود المصرى , لقيم استطالة r للبلاطـــــــات ذات الاتجاهين.

جدول (١)

r	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	150	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

حيث $r = \frac{m.b}{m.a}$

حيث لبلاطة مستمرة من جهة واحدة $m= 0.87$

لبلاطة بسيطة الارتكاز m= 1

لبلاطة مستمرة من جهتين m=0.76

و التخانة الأدنى Min. thick للبلاطة ذات الاتجاهين =

البحر القصير
بسيطة الارتكاز ٥٣ ← ٤٥ ← مستمرة

و التخانات الموصى عليها للبلاطات أحادية الاتجاه (لأحمال حية عادية) هى كما يلى فى الجدول التالى.

البحر	التخانة
2-2.5 m	10 cms
3.00 m	12 cms
3.50 m	14 cms
4.0 m	16 cms
5.0 m	18 cms

و التخانات المتعارف عليها للبلاطات ذات الاتجاهين الأحمال الحيه أقل أو تساوى ٣٠٠ كجم/م^{2}) هى كالأتى:

مساحة البلاطة	التخانة
2.0 m^2	10 cms
35 m^2	12 cms
30 m^2	14 cms
35 m^2	16 cms

ملاحظة رقم (١)

إذا زادت تخانة البلاطة عن١٦ سم فيجب وضع شبكة تسليح علوية لمقاومة الإنكماش، أى أن شبكتين تسليح علوية وسفلية سوف يوضعان فى أى بلاطة تخانتها أكبر من ١٦سم.

ملاحظة رقم (٢):

للبلاطات ذات المسطحات الكبيرة أكبر من ٥ مترX٥متر فيجب وضع تسليح فى أركان البلاطات الكبيرة الأبعاد، وهذا التسليح عبارة عن حزمة علوية وحزمة

سفلية يجب أن يكون من مقاس سياخ ومسافات Spacing مكافئة للتسليح المطلوب لمقاومة أقصى عزم موجب Maximum Field Moment فى البلاطة.

تسليح الأركان فى البلاطات ذات الاتجاهين (مع وجود كمرات): *

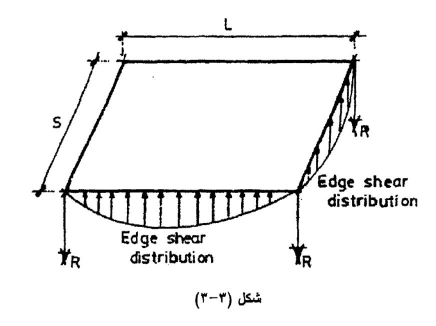
من المعروف من دراسة نظرية انحناء الألواح Plate Bending Theory أن البلاطة المحملة عرضياً والبسيطة الارتكاز والمحملة على طول حوافها الأربع سوف تحاول انشاء ردود أفعال فى الأركان مثال ذلك الشكل (٢-٤) وبالتالى يجب وضع تسليح فى الأركان لمقاومة ردود الأفعال هذه.

ولذلك فإن البلاطات المحملة على كمرات والتى لها نسبة α أكبر من ١ (واحد صحيح) {حيث $\alpha = \frac{E_{cb}\, I}{E_{cs}\, I_s}$ } وهى النسبة بين جساءة الكمرات فى الاتجاه الطولى إلى جساءة البلاطة فإنه يجب وضع تسليح خاص شكل (٢-٥) عند الأركان الخارجية فى كل من أعلى وأسفل أوجه البلاطه.

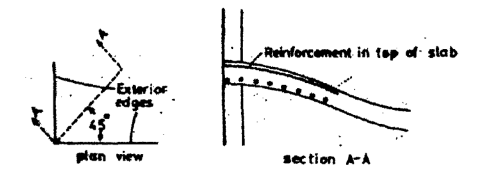
وهذا التسليح [المواصفات الأمريكية (ACI - 13.4.6) يجب وضعه على مسافات فى كل ركن تساوى خمس البحر الكبير.

والتسليح فى كل من أعلى وأسفل البلاطة يجب أن يكون كافياً لمقاومة عزم انحناء يساوى أكبر عزم انحناء موجب لكل متر من عرض البلاطة، ويمكن وضعه فى حزمة واحدة موازين لقطر البلاطة فى التسليح العلوى وعمودى على القطر فى التسليح السفلى للبلاطة، أو يوضع فى حزمتين علويتين موازيتين لجوانب البلاطة Sides of Slab وحزمتين سفليتين موازيتين لجوانب البلاطة. أنظر شكل (٣-٣)، شكل (٣-٤) .

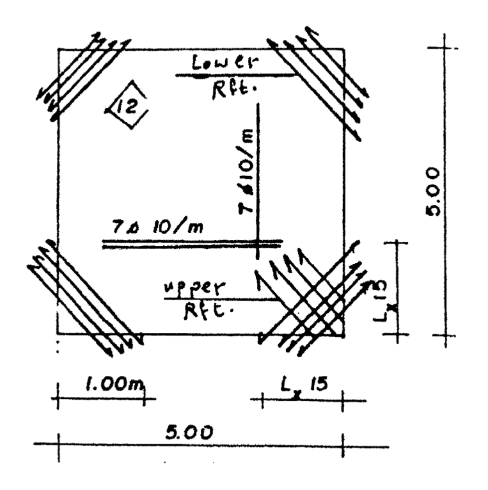
* المرجع: Reinforad Cencrete Design 4th Edition By Chv-KIA, Wang Charles , G. Salmon :


L
S
R
Edge shear
distribution
Edge shear
distribution
R
R

شكل (٣-٣)

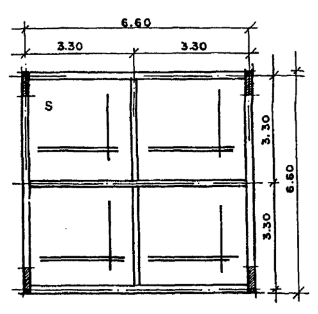

Exterior
edges
45°
plan view
Reinforcement in top of slab
section A-A

شكل (٣-٤)



A_s corner = 1/2 $A_s$main upper and lower


مثال (٢):



شكل (٣-٢)

صمم البلاطه المصمته ذات الأبعاد ٣,٣×٣,٣في مبنى سكنى.

الحل:

$$r = \frac{0.87 \times 3.3}{0.87 \times 3.3} = 1$$

$$\alpha = \beta = 0.35$$

اختر من تخانة بلاطة السقف = ١٠سم

∴الأحمال على البلاطة كالأتىLoads

الوزن الذاتى للبلاطةLoads o.w.t $= 0.1 \times 2.5 = 0.25\ t/m^2$

L.L= $= 0.2\ t/m^2$ الحمل الحى

FL.= $= 0.15\ t/m^2$ الأرضيات

W tot. $= 0.60\ t/m^2$ الحمل الكلى

$M_{\alpha}^{-ve} = 0.35 \times 0.6 \times 3.3^2 / 8 = 0.29$ m.t/m`

$M_{\alpha}^{+ve} = 0.35 \times 0.6 \times 3.3^2 / 10 = 0.23$ m.t./m`

$M_{\beta}^{-ve} = 0.29$ m.t./m`

$M_{\alpha}^{+ve} = 0.23$ m.t/m`

$C_{cu} = 200$ kg/cm^2 [$F_c = 60$ kg/cm^2]

$F_s = 1400$ kg/cm^2

$\therefore k_1 = 0.313$ $k_2 = 1217$

$$d = 0.313\sqrt{\frac{0.29\times10^5}{100}} = 5.33 \text{ cms}$$

$t = 10.0$ cms

$$A_{s\alpha}^{-ve} = \frac{0.29\times10^5}{1217\times8.5} = 2.80 \text{ cm}^2/\text{m`}$$

Take 6ϕ8 / m`

$$A_{s\alpha}^{+ve} = \frac{0.23\times10^5}{1217\times7.5} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m`}$$

Take 6ϕ8 / m`

مثال محلول (٣)

7ϕ13/m
7ϕ13/m
6.60 m

$$r = \frac{1\times6.6}{1\times6.6} = 1$$

$\alpha = 0.35$

$\beta = 0.35$

Assume t = 14.0 cms

نفترض أن تخانة بلاطة السقف = ١٤سم

$\therefore$o.wt $= 0.14 \times 2.5$

$= 0.35$ t/m^2

= الوزن الذاتى للبلاطة

L.L = 0.2 t/m^2 الحمل الحى

f.L. = 0.15 t/m^2 الأرضيات

$W_{tot.} = 0.7$ t/m^2

$M_\alpha = M_\beta = 0.7\times0.35\times[6.6^2/8]$

$= 1.33$ m.t./m\`

$$d_\beta = 0.313 \sqrt{\frac{1.33\times10^5}{100}} = 11.41$$

Take $d_\alpha = 12.5$ and $t = 14.00$ cms

$$A_s = \frac{1.33\times10^5}{1217\times12.5} = 8.74 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

Take 7ϕ13/m\`

Croner Rft = $\frac{8.74}{\alpha}$ = التسليح الزاوى لأركان

$= 8.74$ cm^2/1.3 m (L /5)

$= 6.72$ cm^2 /m علوى ومثله سفلى (6 ϕ13) choose

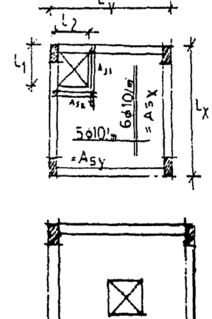
إجهادات القص فى البلاطات المصمته ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين:

إن اجهادات القص فى البلاطات المصمته (ذات الكمرات) غالباً ما تكون آمنة وذلك لأن اجهادات الانحناء Flexure عادة ما تتحكم فى التصميم ونتائجه النهائية من حيث التخانة الآمنة اللازمة وكذلك حديد التسليح ولذلك فإنه لا لزوم لعمل فحص لاجهادات القص.No need to Check Shear.

الفتحات فى البلاطات المصمته:

شكل (١): يوضح أحسن موضع لأى فتحة مطلوب عمالها فى حالة البلاطات المصمته (ذات الكمرات).

ولكن بالشروط الآتية:



$$L_1 \leq \frac{L_x}{S}$$

$$L_2 \leq \frac{L_x}{S}$$

$$A_{S1} = A_{Sx}.L_2$$

ويتم تركيزه حول أجناب الفتحة.

$$A_{S2} = A_{Sy}.L_1$$

شكل (٢): يوضح لنا مكان سئ جداً لعمل فتحة فى البلاطات المصمته (ذات الكمرات) والمؤلف يوصى بعدم السماح بعمل الفتحات فى منتصف البلاطة.

وإذا أراد القارئ مزيداً من التفاصيل عن التحليل الانشائى للفتحات فى البلاطات فيمكنه قراءة المرجع التالى:

"Stress Analysis of Reinforced Concrete Slabs With Opening"

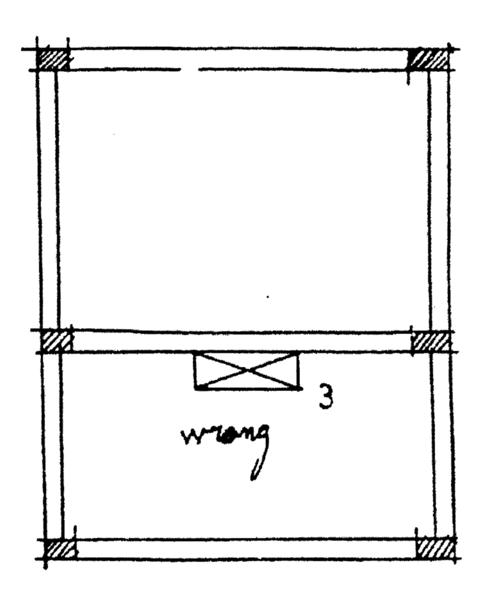
شكل(٢)

وهى رسالة ماجيستر مقدمة لكلية الهندسة جامعة القاهرة عام ١٩٧٩ وهى من اعداد المهندس/ مدحت محمود عبد الخالق وتحت أشراف الأستاذ الدكتور/ محمود نصر.

ملاحظة:

الشكل رقم (٣) يوضح لنا موضع ثالث مقترح للفتحات فى البلاطات المصمته وهو وضع سئ أنشائياً لأنه يقلل وينقص من تأثير الشفه للقطاع الخرسانى شكل حرف T. -

وإذا كان المصمم مضطراً لأختيار هذا الموضع للفتحة فإنه يجب عليه أهمال تأثير الشفه العليا T-action عند تصميمه لقطاع الكمرة أى يعتبر قطاع الكمرة قطاع مستطيل R-section.



شكل رقم (٣)

البلاطات المصمته ذات الاتجاهين

بمعاملات ماركوس

Two Way Solid Slabs "by Marcus"

متى؟ يستعمل معاملات ماركوس؟ When?

لماذا؟ تستعمل معاملات ماركوس؟ Why?

كيف؟ تستعمل معاملات ماركوس؟ How?

هذه الأسئلة الثلاث سوف تظهر فى ذهن كل مهندس مصمم عندما نذكر جملة تصميم البلاطات بمعاملات ماركوس والإجابة عن هذه الأسئلة هى كالتالى:

١-متى؟ When:

الأجابة كالتالى: عندما يكون لديك بلاطة مصمته مرتكزه مباشرة فى حوائط مبانى حامله (بدون أعمدة وكمرات) كما هو الحال فى معظم منازل الريف المصرى.

٢-لماذا Why :

وذلك لأنه فى هذه المعاملات تم أخذ مقاومة ألتواء جيدة لأى بلاطه مصمته مرتكزه على الحوائط الحامله (ولكن هذه المقاومة أقل من حالة البلاطات المرتكزه على كمرات خرسانية وأعمدة) وهذه المقاومة تساهم فى أنقاص عزوم الأنحناء الموجب فى منتصف البلاطه (خصوصا إذا كانت محمله على مخدات) لذلك فإن عزوم الإنحناء الموجبه فى البلاطات المصمته سوف تكون أكبر قليلاً من العزوم الموجبه فى حالة استخدام معاملات الكود المصرى لعام ١٩٧٠،١٩٩٥ (والتى تبدأ بـ $\alpha=\beta=0.35$) وذلك كما سبق لأن مقاومة الألتواء فى هذه الحالة أقل من مقاومة الألتواء للبلاطات المصمته المرتكزة على الكمرات قوية.Rigid Beams

٣- كيف؟How :

وذلك باستخدام معاملات ماركوس المذكورة فى الجدول رقم (٢) الأتى ذكره. وكما هو موضح بالمثال المحلول التالى.

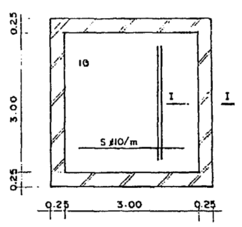
r	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	150	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
α	0.396	0.473	0.543	0.606	0.660	0.706	0.746	0.778	0.806	0.830	0.849
β	0.396	0.323	0.262	0.212	0.172	0.140	0.113	0.093	0.077	0.063	0.053

ملاحظة:

أقل سمك مسموح به للحوائط الحاملة = ٢٥سم (ويمكن أخذها = ٢٠سم) وهذا في نظر المؤلف.

أما الكود المصرى لعام ١٩٩٥ فى البند رقم (٦-٢-٥-٤) فإن السمك الإدنى للحوائط الحاملة (حجر أو طوب أحمر أو طوب مصمت) = ١٥سم.

مثال محلول:



شكل

Live loads = 200 kg/m^2

= الحمل الحى

o.wt. $= 0.12 \times 2.5$

$= 0.3$ t/m^2

= الوزن الذاتى للبلاطة

flooring = 0.15 t/m^2

= وزن الأرضيات

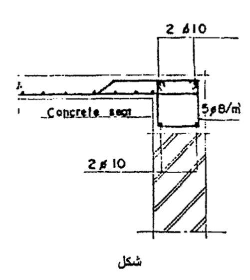
$\therefore W_{tot.} = 0.65$ t/m^2 = الحمل الكلى

$r = \dfrac{1 \times 3.25}{1 \times 3.25} = 1 =$ درجة استطالة البلاطة

$\alpha = \beta = 0.396$

$M_\alpha = M_\beta = 0.396 \times 0.65 \times 3.25^2/8$

$= 0.34$ m.t./m`



شكل

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.34\times10^5}{100}} = 6.08 \text{ cms}$$

take t = 10.0 cms

∴نختار السمك الكلى للبلاطة = ١٠ سم

$$A_{s\alpha} = \frac{0.34\times10^5}{1250\times8.5}$$

$$= 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

Choose 7 ϕ 8 / m`

نختار حديد التسليح ٧ ϕ ٨ /مَ للاتجاه الرئيسى

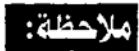
$$A_{s\beta} = \frac{0.34\times10^5}{1250\times7.5} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

Choose 5 ϕ 10 / m`

نختار حديد التسليح ٥ ϕ 10 / مَ للاتجاه الثانوى

ولما حدث أن الحديد الرئيسى أقل من الحديد الثانوى وهذا عملياً لا يجوز قبولـــه
∴نختار كلا من الحديد الرئيسى مساوى للحديد الثانوى وكل منها يساوى = ٣,٣٦سم٢
ونختاره ٥ ϕ 10 / مَ.

$$\therefore A_{s\alpha} = A_{s\beta} = 3.363 \text{ cm}^2/\text{m}` = 5\ \phi\ 10 / \text{m}`$$



من المثال السابق يتضح أنه يجب أن يكون

$$A_{s\alpha} \geq A_{s\beta}$$

البلاطات المصتمه ذات الاتجاهين
باستخدام معاملات جراشوف

Two Way Solid Slabs By "Grashoff"

متى تُستخدم ؟

متى تُستخدم ؟

كيف تُستخدم؟

اجابة الأسئلة هى كالأتى:

١-متى تُستخدم ؟

عندما يكون الحمل الحى على بلاطة السقف أكبر من ٤٠٠ كجم/م٢.

أو

عندما تريد أن تحسب عزوم الانحناء بطرق نظرية المرونة مثل الطرق التالية:

أ - طريقة توزيع العزوم.Moment Distribution

ب- طريقة معادلة العزوم.3- Moment Equation

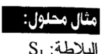
٢-لماذا تُستخدم ؟

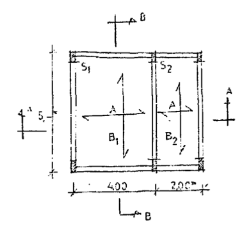
وذلك لأن جراشوف أهمل فى معاملاته تأثير مقاومة الألتواء للبلاطات و اعتمد فقط على جساءة الانحناء.

٣- كيف تُستخدم ؟

وذلك باستخدام معاملات جراشوف فى جدول رقم (٣) المكتوب أسفله:

r	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	150	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
α	0.5	0.595	0.672	0.742	0.797	0.834	0.867	0.893	0.914	0.928	0.941
β	0.5	0.405	0.326	0.258	0.203	0.166	0.133	0.107	0.086	0.072	0.059





البلاطة: S_1

$$r = \frac{1 \times 5}{0.87 \times 4} = 1.44$$

من جدول معاملات جراشوف:

$$\alpha = 0.81$$
$$\beta = 0.19$$
$$w_\alpha = 0.65 \times 0.81 = 0.53 \text{ t/m}^2$$
$$w_\beta = 0.65 \times 0.19 = 0.12 \text{ t/m}^2$$

البلاطة:S_2

بلاطة ذات اتجاه واحد:

$$w = 0.3 + 0.2 + 0.15 = 0.65 \text{ t/m}^2.$$

الاتجاه أ-أ:

افترض من تخانة ثابتة = ١٢سم.

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{0.12^3 \times 1}{0.12^3 \times 1} = 1$$

معاملات التوزيع Distribution Factors

$$k_{21} = \frac{0.25}{0.75} = 0.33 \quad , \quad k_{23} = \frac{0.75 \times (1/2)}{0.75\frac{1}{2} + 0.75\frac{1}{4}} = \frac{0.5}{0.5 + 0.25} = 0.67$$

عزوم تثبيت النهايات Fixed and moment

$$F.E.M_{2\text{-}1} = \frac{0.53 \times 4^2}{8} = 1.06 \text{ m.t./m`}$$

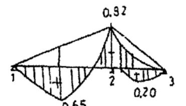
$$F.E.M_{2\text{-}3} = \frac{0.65 \times 2^2}{8} = 0.33 \text{ m.t./m`}$$

Joint	2	
Section	2-1	2-3
k	0.33	0.67
F.E.M	+1.06	-0.33
Bal. M.	-0.24	-0.49
Final m	+0.82	-0.82

$$+ve\ Mat_{1-2} = \frac{0.53 \times 4^2}{8} - \frac{0.82}{2} = 0.65\ m.t./m`$$

$$+ve\ Mat_{2-3} = \frac{0.65 \times 2^2}{8} - \frac{0.82}{2} = -0.085$$

∴نأخذ قيمة $M^{+ve}_{2-3} = \frac{0.65 \times 2^2}{10} = 0.26$ م.طن/مَ



ملاحظة:

إذا أخذنا فى الأعتبار والحل معاملات الكود المصرى جدول رقم(١):

$$Mat\ (2) = 0.53 \times 0.65 \times \frac{4^2}{9} = 0.66\ m.\ t./m`$$

هذه القيمة تساوى تقريباً للعزم السالب بواسطة جراشوف بعد إعادة توزيعه كالأتى:After Redistribution

$$0.66 \cong 0.85 \times 0.85 \times 0.82 \cong 0.697$$

M^{+ve} بالكود المصرى ٠,٥٧ = $\times 0.65 \times \frac{4^2}{9} = 0.59$

وهى قيمة أقل من قيمة جراشوف لأنها أخذت فى الاعتبار تأثير الألتواء فى البلاطات فى الاعتبار.

تصميم القطاع ٢-٢:

$M^{+ve} = 0.82$ m.t./m`.

$$d = 0.33\ \sqrt{\frac{0.82 \times 10^5}{100}} = 9.45\ cms.$$

نأخذ $t = 12.0$ cms , $d = 10.5$ cms

$$A_s^{-ve} = \frac{0.82 \times 10^5}{1220 \times 10.5} = 6.4\ cm^2 / m`$$

نختار ٨ φ ١٠ /مَ أو ٥ φ ١٣/ مَ

$$A_s^{+ve} = \frac{0.65 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 5.47\ cm^2 / m`$$

الاتجاه:B-B

$$M_{s_1} = \frac{W_\beta \times L_B^{2B}}{8}$$

$$= \frac{0.12 \times 5^2}{8} = 0.375 \text{ m.t./m`}$$

$t = 12$ cms $\quad d = 9.5$ cms

$$A_s = \frac{0.375 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 3.16 \text{ cm}^2 / \text{m`}$$

نختار ٨φ٧ /م (٣,٥٠ سم٢)

ملاحظة هامة:

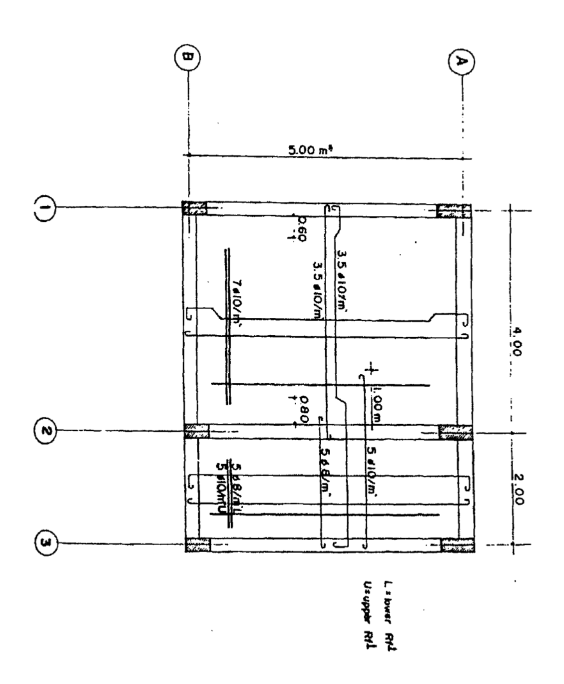
إذا قمت بحل أى بلاطة مصمته بواسطة معاملات جراشوف فإنه يمكنك عمل أعادة توزيع للعزم السالب بمقدار ١٠٪ كالأتى:

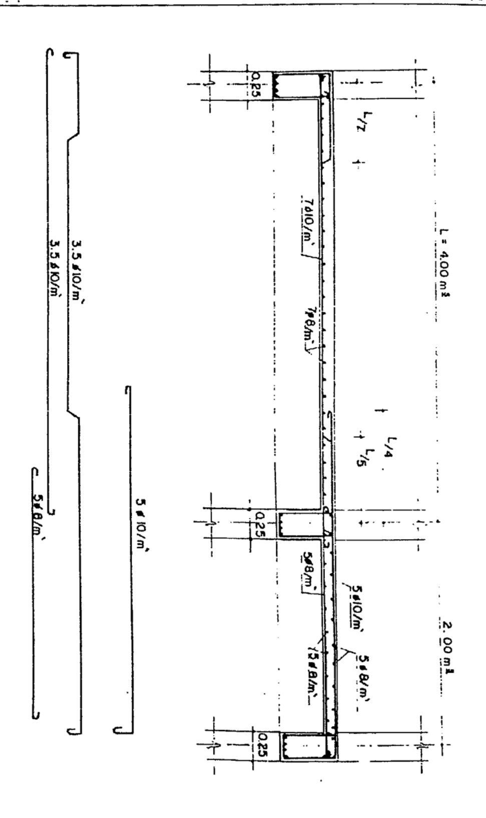
$M^{-ve} = 0.90\ M^{-ve}$ المحسوب

$M^{+ve} \cong 1.10\ M^{+ve}$ المحسوب تصميماً

ملاحظة

(المواصفات المصرية تسمح بنسبة ١٠٪ فقط إعادة توزيع للعزوم) ولكنك إذا قمت بحل البلاطة المصمته بواسطة معاملات الكود المصرى (For $r=1, \alpha=\beta=0.35$) فإنه يجب عليك الامتناع عن عمل أى أعادة توزيع للعزوم.


A
B
1
2
3
5.00 m
4.00
2.00
0.60
0.80
1.00 m


0.25
L/7
7φ10/m'
L = 4.00 m
7φ8/m'
L/4
L/5
0.25
5φ8/m'
5φ10/m'
2.00 m
5φ8/m'
5φ8/m'
0.25
3.5φ10/m'
3.5φ10/m'
5φ10/m'
5φ8/m'

(ب) البلاطات المصمته ذات الاتجاهين

طبقاً للمواصفات القياسية المصرية لعام ١٩٩٥

٦-٢-٢-١ عام

١- تعتبر البلاطات المستطيلة المرتكزة على أطرافها الأربعة ذات إتجاهين إذا كانت نسبة المستطيلية طبقاً للبند (٦-٢-٢-٤) تقل عن ٢.

٢- يمكن حساب هذه البلاطات طبقـاً لنظريـة المرونـة بشـرط أن تتوفـر الإحتياطات الكافية لضمان وضع صلب التسليح المقاوم للعـزوم الإنحنـاء السالبة فى مكانه الصحيح أثناء الصب.

٣- تقتصر صلاحية طريقة التصميم التالية على المبانى العاديـة ذات الأحمـال الحية الصغيرة (التى لا تتعدى ٤٠٠كجم/م^2) أما البلاطات ذات البحور الكبيرة نسبياً وبلاطـات المنشـآت الأخـرى كالكبـارى أو خزانـات السـوائل أو المخازن..إلخ فتصمم طبقاً للإشتراطات الخاصة بها.

٦-٢-٢-٢ البحور:

يرجع إلى بند (٦-٢-١-١).

٦-٢-٢-٣- السمك لأدنى:

تؤخذ قيمة السمك الأدنى كما يلى:

$t_{min} = a/35$ .... (6-5-a) للبلاطات حرة الإرتكاز

$t_{min} = a/45$ .... (6-5-b) للبلاطات المستمرة أو المثبتة.

حيث a هى أقصر حد فعال للبلاطة مع مراعاة ما جاء بالبند ٦-٢-١-٢.

٦-٢-٢-٤- طريقة مبسطة لحساب العزوم الحانية فى البلاطات ذات الإتجاهين.

فى الأحوال العادية للتحميل يرجع إلى البند (٦-٢-٢-١ الفقرة (٣)) ويمكن إستخدام الطريقة المبسطة التالية فى حساب العزوم الحانية للبلاطات المستطيلة المصبوبة ميليثياً Monolithically مع الكمرات والمحملة على جوانبها الأربعة بشرط ألا يتعدى البحر الفعال الأطول (b) ضعف البحر الفعال الأقصر (a) وأن تكون البلاطه معرضة لأحمال منتظمة التوزيع:

بفرض أن (a) = البحر الفعال الأقصر

(b) = البحر الفعال الأطول

(m) = نسبة طول المعلق (a_1) بين خطوط الإنقلاب فى شريحة محملة من البلاطه فى إتجاه البحر (a) إلى طول البحر (a)

(m_1) = نسبة الطول المعلق (b_1) بين خطوط الإنقلاب فى شريحة محملة من البلاطه فى إتجاه البحر (b) إلى طول البحر (b).

وتحدد قيمة (m)،(m_1) طبقاً لنظرية المرونة، وفى البلاطات المستمرة يمكن أخذ القيم التقريبية التالية لكل من (m)،(m_1) كما يلى:

إذا كان البحر المأخوذ فى الإعتبار مستمراً من ناحية واحدة فقط فإن (m) أو (m_1) = ٠,٧٨

إذا كان البحر المأخوذ فى الإعتبار مستمراً من الناحيتين فإن (m) أو (m_1) = ٠,٧٦

وعلى أساس الفروض المبينة أعلاه يمكن الحصول على درجة المستطيلية (r) للجزء المحصور بين خطوط الإنقلاب فى الباكيه من المعادلة التالية:

$$r = b_1 / a_1 = m_1\, b/m \,.\, a \qquad .... (6\text{-}6)$$

ويعطى جدول (٦-١) قيم المعاملات (α), (β) التى تستعمل فى حساب العزوم الحانية

للبلاطات فى الاتجاهين (a)، (b) على التوالى المناظرة لقيم (r) المختلفة

جدول (٦-١) قيم المعاملات (β)، (α) المناظرة لقيم (r)

(البلاطات المصمته والمصبوبة ميليثاً مع الكمرات)

r	١,٠٠	١,١	١,٢	١,٣	١,٤	١,٥	١,٦	١,٧	١,٨	١,٩	٢,٠٠
α	٠,٣٥	٠,٤٠	٠,٤٥	٠,٥٠	٠,٥٥	٠,٦٠	٠,٦٥	٠,٧٠	٠,٧٥	٠,٨٠	٠,٨٥
β	٠,٣٥	٠,٢٩	٠,٢٥	٠,٢١	٠,١٨	٠,١٦	٠,١٤	٠,١٢	٠,١١	٠,٠٩	٠,٠٨

$\alpha = 0.5r - 0.15$ $\qquad \beta = 0.35/r^2$

ويمكن أخذ قيمة العزوم الحانية فى البلاطات المستمرة كما يلى:

إذا كان البحر مستمراً من ناحية واحدة فقط فإن:

$$M_a = \pm\ \alpha w.a^2/10 \text{ and } M_b = \pm\ \beta.w.b^2/10 \ ....\ (6\text{-}7)$$

إذا كان البحر تحت الإعتبار مستمراً من الناحيتين فإن:

$$M_a = \pm\ \alpha w.a^2/12 \text{ and } M_b = \pm\ \beta.w.b^2/12 \ ....\ (6\text{-}7)$$

- أكبر مسافة بين أسياخ التسليح :

أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسى فى منتصف البحر تكون ضعف السمك الكلى للبلاطه وبحيث لا تتعدى ٢٠سم، على أنه فى البلاطات التى تخانتها أقل من ١٠سم يمكن إستعمال خمسة أسياخ فى المتر، ويجب ألا تقل مساحة مقطع التسليح فى الإتجاه الثانوى عن ربع مساحة مقطع التسليح الرئيسى وألا يقل العدد عن خمسة أسياخ فى المتر.

- تخفيض التسليح الموجب المجاور للأحرف:

يمكن تخفيض التسليح الموجب الذى يجاور الأحرف المستمرة للبلاطة ويوازيها عندما تكون البلاطه مستمرة فى إتجاه عمودى على هذه الأحرف ويكون التخفيض بمقدار الربع وفى عرض من البلاطه لا يزيد على ربع أقصر بعد فى الباكيه.

- التفاصيل الأخرى:

بالنسبة لأى تفاصيل أخرى يرجع إلى ماذكره فى البلاطات ذات الإتجاه الواحد.

- توزيع الأحمال فى البلاطات المرتكزة على حوائط مبانى:

توزيع الأحمال في البلاطات المرتكزة على حوائط مبانى طبقاً للجدول (٦-٢).

جدول (٦-٢) قيم المعاملات (α),(β) المناظرة لقيم (r) للبلاطات المصمته

المرتكزة على حوائط مبانى وللبلاطات ذات الأعصاب فى الاتجاهين والتى تكون فيها شفة الضغط كاملة

r	١,٠٠	١,١	١,٢	١,٣	١,٤	١,٥	١,٦	١,٧	١,٨	١,٩	٢,٠٠
α	٠,٣٩٦	٠,٤٧٣	٠,٥٤٣	٠,٦٠٦	٠,٦٦٠	٠,٦٠٧	٠,٧٤٦	٠,٧٧٨	٠,٨٠٦	٠,٨٣٠	٠,٨٤٩
β	٠,٣٩٦	٠,٣٣٣	٠,٢٦٢	٠,٢١٢	٠,١٧٢	٠,١٤	٠,١١٣	٠,٠٩٣	٠,٠٧٧	٠,٠٦٣	٠,٠٥٣

٦-٢-٣- تصميم البلاطات بطريقة خطوط الكسر

يجوز إستخدام طريقة خطوط الكسر فى تصميم البلاطات وهى تستند على سلوك البلاطات عند بلوغها حد الإنهيار ويشترط عند التصميم بهذه الطريقة إستيفاء أقل سمك للبلاطات ولكن يلاحظ أن هذه الطريقة لا تحقق شرط الإستيفاء عرض الشروخ فى أسطح شد البلاطات المعرضة للظروف البيئية من القسمين الثالث والرابع طبقاً للبند (٤-٣-٢-٤-هـ) ولذا يجب عدم إستخدامها فى مثل هذه الحالات.

ويرعي في هذه الطريقة أن تتراوح نسبة مقاومة المقطع للعزوم السالبة (M`u) إلى مقاومة المقطع للعزوم الموجبه (Mu) فى نفس الاتجاه بين ١,٠٠ إلى ١,٥٠.

$$M`u/Mu = 1.00 \cong 1.50 \qquad \text{............ (6-9)}$$

٦-٢-٤ الأحمال المركزه على البلاطات:

تكون الأحمال المركزة على بلاطات المبانى إما:

١- أحمال مركزه منعزله.

٢- أحمال مركزه خطيه (مثل الحوائط).

ويجب حساب البلاطات التى تتعرض لأحمال مركزه تبعاً لنظريات المرونه، إلا أنه يمكن اتباع القواعد التالية:

٦-٢-٤-١ البلاطات ذات الإتجاه الواحد : (شكل ٦-٣)

إذا كان:

t_1 = عرض الحمل في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى.

t_2 = عرض الحمل في الإتجاه الموازى للتسليح الرئيسى.

c = تخانة غطاء الأرضية المتماسك.

t = تخانة البلاطه.

S_1 = العرض الإبتدائى لتوزيع الحمل فى الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى

S_2 = العرض الإبتدائى لتوزيع الحمل فى الإتجاه الموازى لللتسليح الرئيسى

فإن:

$$S_1 = t_1 + 2c + t \quad \text{..........} \quad (6\text{-}10)$$

$$S_2 = t_1 + 2c + t \quad \text{..........} \quad (6\text{-}11)$$

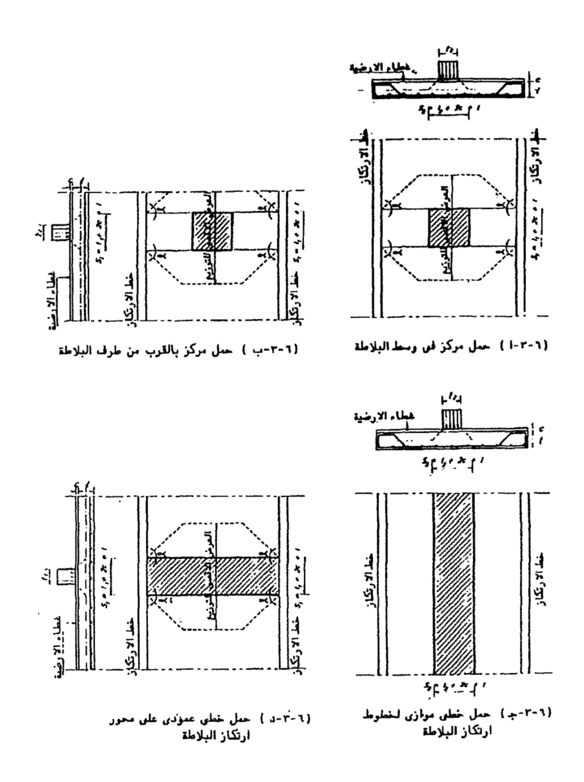
ويكون عرض توزيع مساوياً (S_1) فوق الركيزه ثم يتزايد تدريجياً حتى يصل إلى العرض الأقصى للتوزيع المنصوص عليه فيما بعد.

وتتبع الزيادة فى العرض خطوطاً تميل بزواية (α) مع إتجاه التسليح كما هو مبين فى المسقط الأفقى:

حيث : $\tan(\alpha) = 1.0$ عند حساب العزوم الحانية.

$\tan(\alpha) = 0.5$ عند حساب قوى القص.

وبذلك يكون العرض الأقصى للتوزيع فى الاتجاه العمودى على التسليح الرئيسى:-



(٦-٣-أ) حمل مركز فى وسط البلاطة

(٦-٣-ب) حمل مركز بالقرب من طرف البلاطة

(٦-٣-جـ) حمل خطى موازى لخطوط ارتكاز البلاطة

(٦-٣-د) حمل خطى عموذى على محور ارتكاز البلاطة

شكل (٦-٣) توزيع الأحمال المركزة والخطية على البلاطات ذات الاتجاه الواحد

(أ) لحساب العزوم الحانية هو:

$S_l + [A`_S (sec) / A_S (main)] \times L$ .... (6-12)

على ألا تزيد النسبة $A`_S (sec) / A_S (main)$ فى هذه المعادلة عن ثلثين وبحيث لايزيد العرض الأقصى على:

$(S_l + 2.0 \text{ meters})$ أو طول البلاطه فى الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى

حيث (L) = البحر الفعال في حالة البلاطات بسيطة الإرتكاز.

أو (L) = المسافة بين خطوط الإنقلاب فى البلاطات المستمرة.

– وعندما يكون الحمل المركز قريباً من الطرف غير المرتكز للبلاطة أو قريباً من كمرات الجوانب القصيرة في البلاطة يؤخذ العرض الفعال للتوزيع والعمودى على التسليح الرئيسى مساوياً لنصف القيم المنصوص عليها سابقاً مضافاً إليه المسافة بين مركز الحمل والطرف غير المرتكز أو حرف كمرة الجانب القصير للبلاطة شكل(٦–٣).

(ب) لحساب قوى القص

يكون العرض الأقصى للتوزيع فى الإتجاه العمودى علي التسليح الرئيسى لحساب قوى القص هو:

$S_l + [A`_S (sec) / A_S (main)] \times L$ .... (6-13)

وبحيث لا يزيد على $(S_l+L/3)$ أو $(S_l+ 1.00 \text{ meter})$ أو طول البلاطة فى الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى.

– وعندما يكون الحمل المركز قريباً من خط الأرتكاز فإن العرض الأقصى المسموح به للتوزيع عند حساب قوة القص بين البلاطة والكمره الحاملة هو (S_l+4t).

– وعندما يكون الحمل المركز قريباً من الكمرة علي طول الجانب القصير للبلاطة فإن العرض الأقصى المسموح به للتوزيع لحساب قوى القص بين البلاطه والكمره هو (S_2+4t).

(جـ) لحساب العزم الحانى الأضافى الناتج من الحمل المركز يؤخذ في الإعتبار أن الحمل المركز موزع على طول من البحـــر الفعـــال للبلاطـــة يســـاوى (S_2) وأن العرض المتأثر بالحمل المركز في إتجاه البحر والذى يدخل فى تصميم البلاطه هـــو العرض الأقصى للتوزيع في الإتجاه العمودى على التسليح الرئيسى كما هو مذكـــور فيما سبق.

(د) يكون العزم الحانى الذى تصمم عليه البلاطه داخـــل العـــرض الأقصـــى للتوزيع مساوياً لمجموع العزوم الحانية الناتجة من الأحمال الميتة والحيـــة للبلاطـــة والعزم الحانى الإضافى نتيجة للحمل المركز.

ويحسب التسليح الرئيسى ويوضع تبعاً لذلك. ويجب أن يمتد التســليح الثـــانوى الإضافى للحمل المركز (والمحددة قيمته من المعادلة الخاصة لإيجاد العرض الأقصى للتوزيع) بطول يساوى على الأقل عرض التوزيع المأخوذ فى الإعتبار.

بند (٦-٢-٤-٢)الأحـمال المركزة علو، البلاطات المصمته ذات الاتجاهين:

إذا كان (b_1,a_1) هما البحران المعلقان القصير والطويل على التوالـــى وكـــانت ($b_1/a_1<1.5$) فإنه يجوز إستعمال توزيع الإحمال التالى في الإتجاهين. أمـــا إذا زادت نسبة (b_1/a_1) على هذا المقدار فإنه يمكن إعتبار البلاطة كما أو كـــانت بلاطـــة ذات إتجاه واحد.

– توزيع الحمل المركز في الإتجاهين:

يكون توزيع الحمل المركز على البلاطة فى كل من الإتجاهين بنسبة عكســـية لأطوال البحور المعلقة كما يلى:

الحمل فى الإتجاه (a_1) $Pa_1 = P. [b_1/(a_1+b_1)]$ ..... (6-14)

الحمل فى الإتجاه (b_1) $Pb_1 = P. [a_1/(a_1+b_1)]$ ..... (6-15)

أقصى عرض للتوزيع فى اتجاه البحـر المعلـق القصـير (a_1) هـو a_1 هـو $S_1+0.4a_1$ أقصى عرض للتوزيع في إتجاه البحر المعلق الطويل (b_1) هو :

$$S_1+0.4\ a_1\ [2 - (a_1/b_1)]\ ....\quad (6\text{-}16)$$

– حساب العزوم الناتجة من الحمل المركز فى الإتجاهين:

لحساب العزم الحانى الإضافي الناتج من الحمل المركز فى إتجاه (a_1) يؤخذ فى الإعتبار أن الحمل (Pa_1) موزع على طول من البحر الفعال (a) يساوى $(S_2+0.4\ a_1)$ وأن العرض المتأثر بالحمل المركز عمودى علي الإتجاه (a_1) والذى يدخل في تصميم البلاطه يساوى.

$$S_1+ 0.4\ a_1\ [2-(a_1/b_1)]\ ....\quad (6\text{-}17\text{-}a)$$

وبالمثل لحساب العزم الحانى الأضافى الناتج من الحمل المركز في إتجاه (b_1) يؤخذ فى الاعتبار أن الحمل (Pb_1) موزع على طول من البحر الفعال (b) يساوى.

$$S_1+ 0.4\ a_1\ [2-(a_1/b_1)]\ ....\quad (6\text{-}17\text{-}b)$$

وأن العرض المتأثر بالحمل المركز عمودى على الإتجاه (b_1) والذى يدخل فى تصميم البلاطه يساوى.

$$(S_2 + 0.4\ a_1)\ ....\quad (6\text{-}17\text{-}c)$$

ويجب إضافة هذه العزوم الإضافية إلى تلك الناتجـة عـن الأحمـال الميتـة والأحمال الحية. ويجب حساب قيمة التسليح الكلى فى كل إتجاه ووضعه فى العروض المتأثرة بالحمل المركز.

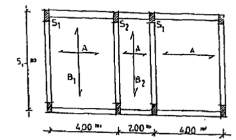
مشكلات خاصة فى البلاطات المصمته:

المشكلة الأولى

١- باكيه مقيدة تقع بين باكيتين طويلتين :

مثال محلول

المو اد المستخدمة:



$C_w = 200$ kg/cm^2
Steel = 24/37

حديد صلب طرى عادى

$F_c = 5500$ kg/cm^2
$F_c = 1400$ kg/cm^2
$k_1 = 0.33$　　　　$k_2 = 1227$

الأحمال:

$$\begin{aligned} \text{o.wt.} &= 0.12 \times 2.5 = 0.3 \ \text{t/m}^2 \\ \text{L.L.} &= 0.2 \ \text{t/m}^2 \\ \text{flooring} &= 0.15 \ \text{t/m}^2 \\ & \quad 0.65 \ \text{t/m}^2 \end{aligned}$$

البلاطه S_1:

$$r = \frac{1 \times 5}{0.85 \times 4} = 1.44$$

وحيث أن الحمل الحى < ٤٠٠ كجم/م٢

∴ يمكن استخدام معاملات الكود المصرى

$\alpha = 0.57$　　　　$\beta = 0.17$

$w_\alpha = 0.57 \times 0.65 = 0.37$ t/m^2

$w_\beta = 0.17 \times 0.65 = 0.11$ t/m^2

البلاطه S_2:

$r = \frac{1 \times 5}{0.76 \times 2} = 3.29 > 2 \rightarrow$ بلاطه ذات اتجاه واحد

حل الأنظمة الأنشائية: Solution of Systems

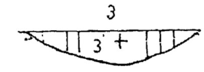
الاتجاه أ–أ : Dirn A-A

$$M_{\alpha}^{-ve} = \frac{0.37\times 4^2}{9} = 0.66\ m.t./m`$$

$$M_{\alpha}^{+ve}\ at\ AB = \frac{0.37\times 4^2}{10} = 0.59\ m.t./m`$$

$$M^{+ve}\ at\ BC = \frac{0.65\times 2^2}{24} = 0.11\ m.t./m`$$

الاتجاه ب–ب:



$$Ms_{B_1} = \frac{0.11\times 5^2}{8} = 0.34\ m.t./m`$$

تصميم القطاع (١):

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.66\times 10^5}{100}} = 8.47$$

نختار $d = 10.5$ cms

$t = 12.00$ cms

$$A_s = \frac{0.66\times 10^5}{1227\times 10.5} = 5.12\ cm^2/m`$$

نختار $7\phi 10 / m`$

تصميم القطاع (٢):

$$A_s = \frac{0.59\times 10^5}{1227\times 10.5} = 4.58\ cm^2/m`$$

نختار ٨φ٣,٥ + ١٠φ٣,٥/م (مساحة الحديد المختارة = ٤,٥٠ سم٢)

تصميم القطاع (٣):

$$A_s = \frac{0.34\times 10^5}{1250\times 9.5} = 2.86\ cm^2/m`$$

نختار ٨φ٦ /م

$A_{s\,min} = 0.2\times 12 = 2.4\ cm^2 < 6\phi 8\ /m`$ O.K.

تصميم القطاع (٤):

$$A_s = \frac{0.11 \times 10^5}{1250 \times 10.5} = 0.84\ cm^2 / m`$$

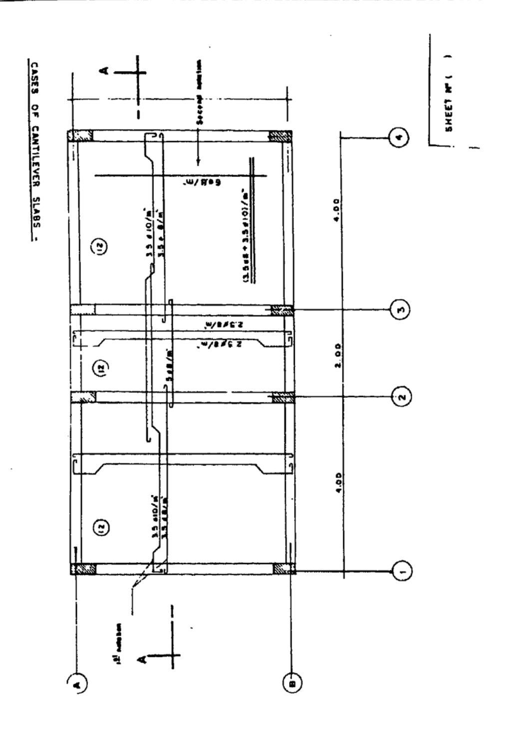
نختار أقل مساحة حديد مسموح بها

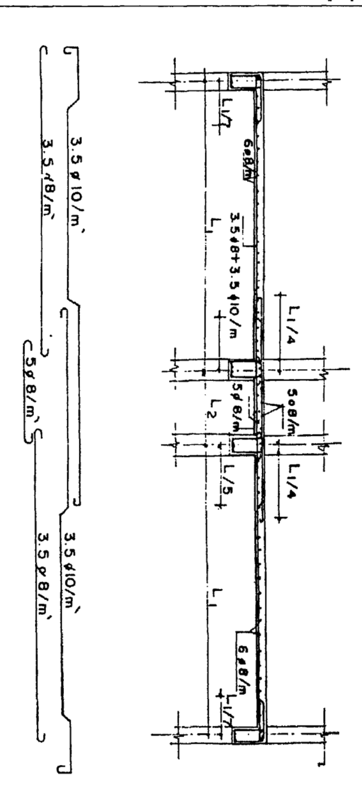
$$A_{smin} = 0.2 \times 12 = 2.4\ cm^2$$

∴ نختار ٥ ϕ ٨/م

حيث أن العزوم عند القطاع (٤) محسوبة كمايلى

$$M = \frac{0.65 \times 2^2}{24} = 0.11\ m.t./m`$$

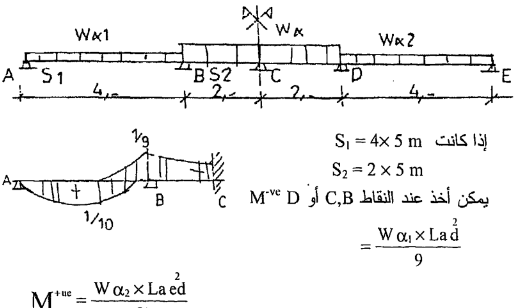

CASES OF CANTILEVER SLABS -
SHEET N° ( )
Second solution
4.00
2.00
4.00
3.5 ø10/m'
3.5 ø 8/m'
6 ø 8/m'
2.5 ø 8/m'
5 ø 8/m'
A
B
1
2
3
4



3.5 φ 10/m`
3.5 φ8/m`
5φ 8/m`
3.5 φ10/m`
3.5 φ 8/m`
L1/7
6φ8/m
3.5φ8+3.5φ10/m
L1
L1/4
5φ8/m
5φ 8/m
L2
L/5
L1/4
L1
6 φ 8/m
L1/7

المشكلة الثانية:

بحرين قصيرين يقعان بين بحرين طويلين:



إذا كانت $S_1 = 4 \times 5\ m$

$S_2 = 2 \times 5\ m$

يمكن أخذ عند النقاط C,B أو D M^{-ve}

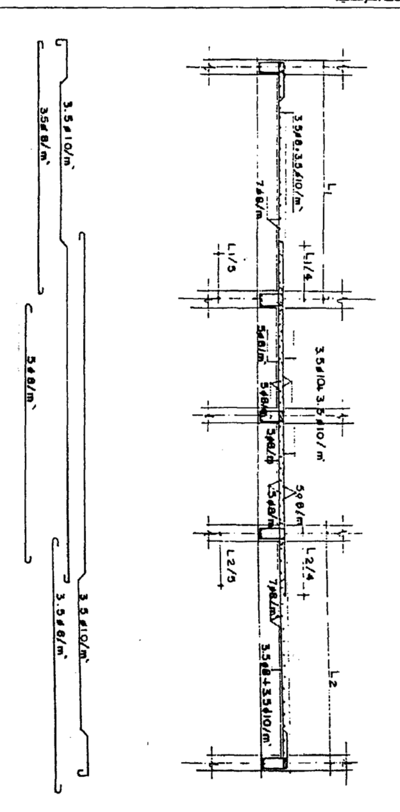
$$= \frac{W\alpha_1 \times La\, d^2}{9}$$

$$M^{+ue} = \frac{W\alpha_2 \times La\, ed^2}{9}$$

$$M^{+ue}_{ab} = \frac{W\alpha_1 \times L^2 a\, d}{10}$$

$$M^{+ue} = \frac{W\alpha_2 \times La\, d^2 e}{10}$$

ونستعمل α،β من جدول معاملات الكود المصرى وتفاصيل التسـليح تكـون مماثلة للشكل (٢) فى الصفحة القادمة.


L1
L1/4
L1/5
L2
L2/4
L2/5
3.5ø10/m`
3.5ø8/m`
5ø8/m`

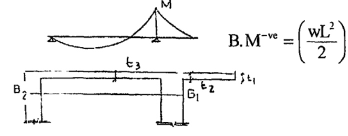
المشكلة الثالثة:

البلاطة الكابولية:

يوجد نوعان من البلاطات الكابولية:

أ) بلاطة كابولية لها امتداد

$$B.M^{-ve} = \left(\frac{wL^2}{2}\right)$$



ويوجد حالتان من هذا النوع:

١- بلاطة ذات قطاع ثابت

حيث $t_1 = t_2$

٢- بلاطه ذات قطاع مختلف Tapend Section

حيث $t_2 > t_1$

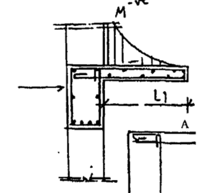
وفى جميع الحالات المذكورة عالية يمكننا أخذ

$$t_3 = t_2 - 2 \text{ cms}$$

باما ن كاف وذلك لأن مقاومة الألتواء للكمرة B_1 تكفى لتغطية هذا الفرق فـــى التخانة (وذلك يحدث فقط للكمرات ذات عرض لايقل عن ٢٥سم)

ب) بلاطه كابوليه ليس لها امتداد:

هذه البلاطه سوف ترتكز بواسطة مقاومة الألتواء على الكرة B_3 حيث



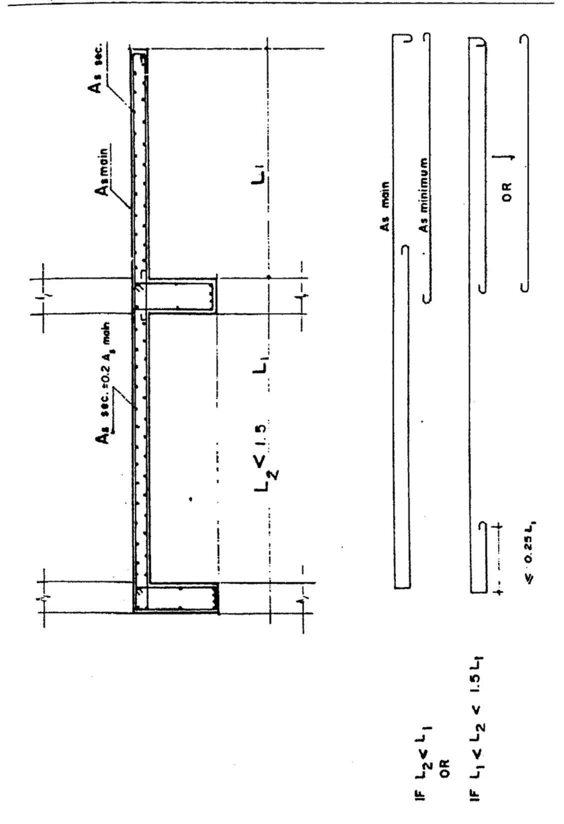
$$M^{-ve} = \frac{wL_1^{\,2}}{2}$$

وإذا كان L_3 هى بحر الكمرة B_3 فإن عزم الألتواء على الكمرة B_3 يساوى القيمة التالية.

$$M_t = \left[\frac{M^{-ve} \times L_3}{2}\right]$$

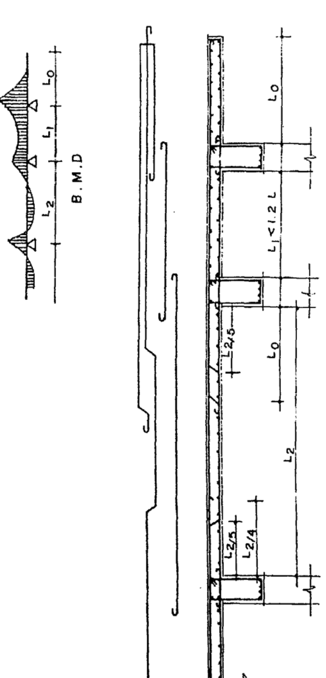
ملاحظة

الرمز A_s cs يرمز إلى مساحة حديد التسليح اللازمة للبلاطة الكابولية.


As sec.
As main
L1
As sec. =0.2 As main
L2 < 1.5 L1
As main
As minimum
OR
≤ 0.25 L1
IF L2 < L1
OR
IF L1 < L2 < 1.5 L1

حالات خاصة من البلاطات الكابولية:

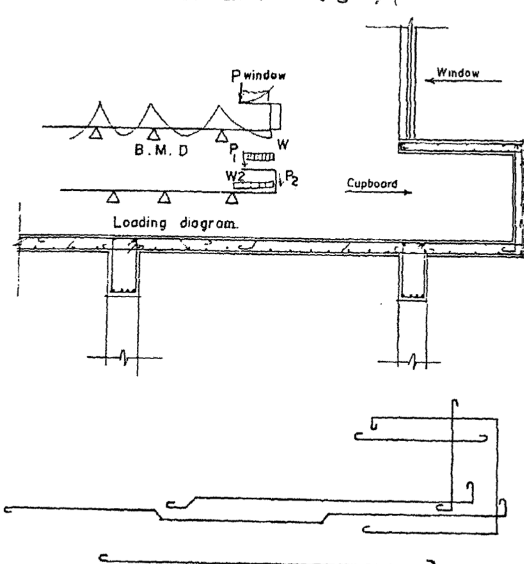
١- بلاطة كابولية امتدادها بلاطه ذات بحر قصير يأتى بعدها بلاطه ذات بحر طويل:



٢- بلاطه كابوليه ذات تشكيلات معمارية:

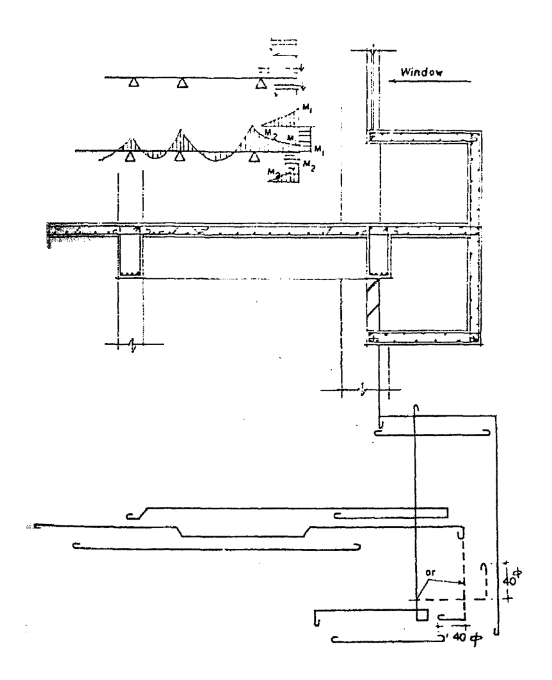
١- التفصيلة (١):

النظام الإنشائى لهذه التفصيله بين بجوراها.



٢) التفصيله (٢):

وهى تفصيله معمارية معقدة .



الترخيم فى البلاطات

أ) البلاطه ذات الاتجاه الواحد:

فى الكود المصرى القديم لعام ١٩٧٠ لم يكن هناك أى معادلات تحكم الترخيم فى البلاطات ولكن فى الكود المصرى الجديد لعام ١٩٩٥ هناك نسب معينة بين البحر إلى عمق البلاطه يجب احترامها للتحكم فى الترخيم كما هو موضح فى صفحة ٩٢ من الكود المصرى ١٩٩٥ أيضاً فى المواصفات الأمريكية ACI والمواصفات البريطانية BS 8110 لعام ١٩٨٥ وما بعدها فإن هناك نسب بين البحر والعمق للبلاطه يجب احترامها لضمان الأمان فى الترخيم للبلاطات ذات الاتجاه الواحد.

ومن المواصفات الأمريكية لعام ١٩٧١ (ACI 318-71) ننقل الجدول التالى لأقل عمق مسموح به للكمرات والبلاطات ذات الاتجاه الواحد الذى يحقق حالة الأمان فى الترخيم.

العنصر	اجهاد خضوع لحديد التسليح Fy (ky/cm2)	بحر بسيط الارتكاز	بحر مستمر من جهة واحدة	بحر مستمر بين جهتين	كابولى
بلاطات مصمته ذات اتجاه واحد	٢٨٠٠	ل/٢٥	ل/٣٠	ل/٣٥	ل/١٢,٥
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٢٨٠٠	ل/٢٠	ل/٢٣	ل/٢٦	ل/١٠
بلاطات مصمته ذات اتجاه واحد	٣٥٠٠	ل/٢٢	ل/٢٧	ل/٣١	ل/١١
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٣٥٠٠	ل/١٨	ل/٢٠,٥	ل/٢٣,٥	ل/٩
بلاطات مصمته ذات اتجاه واحد	٤٢٠٠	ل/٢٠	ل/٢٤	ل/٢٨	ل/١٠
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٤٢٠٠	ل/١٦	ل/١٨,٥	ل/٢١	ل/٨

حيث ل هو البحر الفعال للكمرة أو البلاطه تحت التصميم.

(ب) البلاطات ذات الاتجاهين:

فى المواصفات الأمريكية لعام ACI-318-83١٩٨٣ يوجد فيها بعض العلاقات والمعادلات الصعبة للحصول على أقل سمك مناسب للبلاطه ذات الاتجاهين لتحقيق الأمان فى الترخيم. وننقل البند التالى من المواصفات الأمريكية السابق ذكرها

بند (٩-٥-٣) البلاطات ذات الاتجاهين (وليست سابقه الإجهاد):

بند (٩-٥-٣-١)

أقل تخانة للبلاطات المصمته أو أى منشأت مماثلة ذات اتجاهين والمصممه طبقاً للشروط المذكورة فى الفصل (١٣) من الكود الأمريكى والتى لها نسبة أبعاد بين أطول بحر إلى اقصى بحر لا تزيد عن (٢) فإن أقل تخانة يمكن الحصول عليها من تطبيق المعادلات أرقام (٩-١١)، (٩-١٢)، (٩-١٣) وجميع الشروط المذكورة فى الفصل (٩-٥-٣)

$$h = \frac{L_n(800 + f_y / 1.5)}{36.000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.5(1-\beta_s)(1+1/\beta))}$$

أقل تخانة = -------------- eqn (9-11)

معادلة (٩-١١)

ولكن h ويجب أيضا ألا تقل عن القيمة التالية

$$h = \frac{L_n(800 + F_y / 1.5)\ \beta_s}{36.000 + 5000\ \beta(1+\beta_s)} \quad \text{------------- eq (9-12)}$$

المعادلة (٩-١٢)

وغير مطلوب أيضاً أن تزيد عن القيمة التالية

$$h = \frac{L_n(800 + F_y / 1.5)}{36000} \quad \text{-------------- eq (9-13)}$$

المعادلة (٩-١٣)

وعلى كل حالة فإن التخانة يجب ألا تقل عن القيم التالية

(أ) للبلاطات والكمرات أو باكيات السقوط Drop Painels ١٢٠ مم.

(ب) البلاطات بدون كمرات ولكن بها باكيات سقوط مطابقة للبند (٩-٥-٣-٢) من الكود الأمريكى ١٠٠ مم.

(جـ) البلاطات ذات الكمرات على الحروف الأربعة بدرجة أستطالة لا تزيد عن ٢,٠٠ =٩٠مم.

ولمزيد من التفاصيل يمكن قراءة ACI 318-83 الكود الأمريكى لعـــام ١٩٨٣ الصفحات من ٣٣←٣٥. حيث :

L_n = البحر الصافى Clean Span للعزم الموجب أو القصر أو متوسط بحرين متجاورين للعزم السالب.

F_y = اجهاد الخضوع المميز لحديد التسليح بوحدات Mpa (ميجا باسكال)

Mpa = ١٠^6× باسكال = ١٠^6 × نيوتن/م^2.

N = نيوتن = $^1/_{9.81}$ كجم.

α = النسبة بين جساءة الانحناء لقطاع الكمرات وبين جساءة الانحناء لعرض من البلاطه محدد عرضياً بخطوط محاور الباكيات المجاورة (إذا كـــان هناك منها) على جانب الكمرة.

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

α_m = النسبة المتوسطة لقيمة α لجميع الكمرات على حروف الباكيـــه تحـــت الدارسة.

β = النسبة بين البحور الصافيه فى الاتجاه الطويل للاتجــــاه القصـــير فـــى البلاطات ذات الاتجاهين

β_s = النسبة بين طول الحروف المستمرة لأجمالى محيط باكيه البلاطه.

توصيات خاصة للبلاطات المصمته:

١- للبلاطات ذات مساحه أكبر من ١٢م٢ تؤخذ تخانتها = ١٢سم للحصول على توزيع جيد للتسليح.

٢- للبلاطه ذات تخانة = ١٠سم

أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه = ١٠ مم

ويكون أكبر مساحه يمكن استخدامها للحصول على حل أقتصادى رخيص للبلاطه = $A_s = 6\phi10$ /m

= ٦ ϕ ١٠/مَ

٣- للبلاطه ذات التخانة = ١٢سم أكبر قطر = ١٣ مم أكبر مساحه حديد تسليح= ٧ϕ١٣/مَ

٤- للبلاطه ذات التخانة = ١٤سم أكبر قطر مسموح به = ١٣مم أكبر مساحه حديد تسليح= ٩ϕ١٣/مَ.

٥- للبلاطه ذات التخانة = ١٦سم أكبر قطر مسموح به ϕ= ١٦مم

أكبر مساحة حديد سفلى = ٩ϕ١٦/م

أقل مساحة تسليح علوية لمقاومة الإنكماش=٥ϕ١٠

أى أنه للحصول على حل أقتصادى للبلاطه فإن أكبر قطر حديد تسليح (ϕ) بالملليمتر يجب أن يكون أقل من سمك البلاطه الخرسانية (بالسم).





الباب الرابع

أنواع خاصة من البلاطات المصمته

Special Solid Slabs

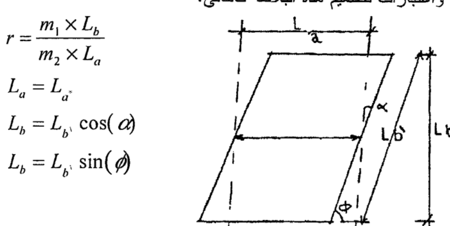


انواع خاصة من البلاطات المصمتة

المحتويات:

١- البلاطة متوازية الأضلاع : Skew Solid Salb

هذا النوع من البلاطات المصمته يمكن بتقريب عملى اعتبارها بلاطه مستطيلة كما هو مبين بالشكل السفلى مع أخذ الإعتبارات التالية، وبعد أخذ هذه الاعتبارات يتم حلها بأى طريقة سبق شرحها للبلاطات المستطيلية المصمته (مثال ذلـــك: معـــاملات جراشوف) واعتبارات تصميم هذه البلاطه كالتالى:



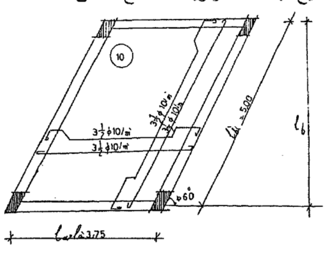
$$r = \frac{m_1 \times L_b}{m_2 \times L_a}$$

$$L_a = L_{a^*}$$

$$L_b = L_{b'} \cos(\alpha)$$

$$L_b = L_{b'} \sin(\phi)$$

وتفاصيل تسليح البلاطه المتوازية الأضلاع كالتالى:



مثال محلول

صمم البلاطه المصمته متوازية الأضلاع المبينة بالشـــكل (٤-١) ذات ابعـــاد ٣,٧٥×٥ وتتحمل حمل حى = ٢٠٠كجم/م^{٢} وحمل أرضيات = ١٥٠كجم/م^{٢}.

الحل:

$w_{tot} = 0.12 \times 2.5 + 0.2 + 0.15 = 0.5\ t/m^2$

$L_b = 5 \times 0.666 = 4.33\ m$

$L_a = 3.75$

$$r = \frac{4.33}{3.75} = 1.15$$

من معاملات الكود المصرى.

$\alpha = 0.42$

$\beta = 0.27$

$$M_\alpha = 0.42 \times 0.65 \times \frac{3.75^2}{8} = 0.48\ m.\ t./m'$$

$$M_\beta = 0.27 \times 0.65 \times \frac{4.33^2}{8} = 0.41\ m.\ t./m'$$

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.48 \times 105}{100}} = 7.23$$

تأخذ التخانة t = ١٠,٠ سم.

المائلة

$$A_{s\alpha} = \frac{0.48 \times 10^5}{1220 \times 8.5} = 4.36\ cm^2\ /\ m'$$

$6\ \phi\ 10\ \ m'$

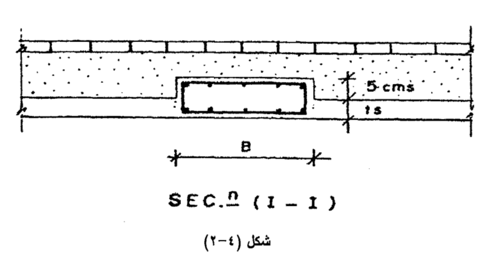
$$A_{s\beta} = \frac{A_{s\beta}}{\cos\phi} = \frac{4.49}{\cos\phi} = 5.17$$

نأخذ حديد تسليح $A_{s\alpha} = A_{s\beta} = 7\ \phi\ 10/m'$

٢- البلاطات المصمته فى الأركان: Corner Solid Slabs

تصميم بلاطات الأركان:

يمكن تقسيم بلاطه الأركان إلى بلاطتين مصمتتين وذلك بإضافة كمرة مدفونه Hidden Beam على طول CD كما هو موضح بلشكل (٤-٣) وإذا كانت التخانة الأصلية للبلاطة المصمته غير كافية للكمرة المدفونه فيها فيمكن للمصمم أن يقلب ٥ سم تخانة مقلوبة للكمرة داخل طبقة رمل الارضيات كما هو موضح بالشكل (٤-٢).

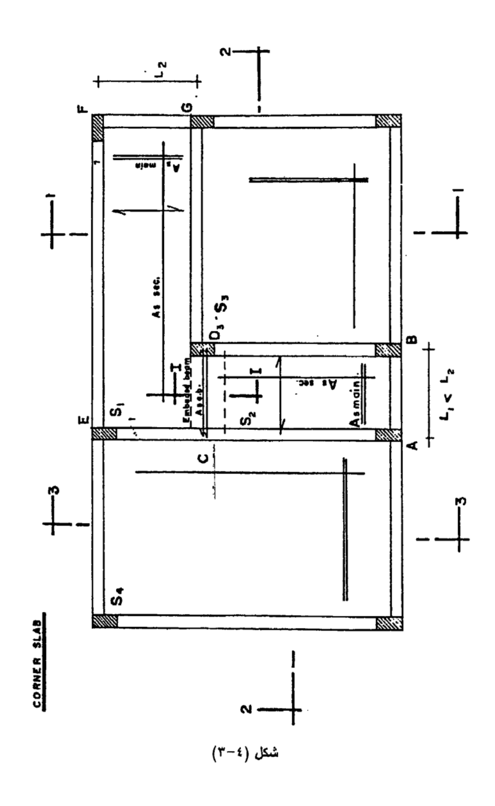


شكل (٤-٢)

∴ يمكن أخذ $B = 5 \rightarrow 7\ (t_S+5)$

أى أن عرض الكرة المدفونة يكون من خمسة أمثال إلى سبعة أمثـــال تخانــة البلاطة + ٥ سم.

ولتصميم السقف الموضح بالشكل (٤-٣) يمكن تصميم القطاعات ١-١، ٢-٢، ٣-٣، ٤-٤ باستخدام المواصفات القياسية المصرية ومعاملاتها كما سبق شرحه مــن قبل.


CORNER SLAB
A
B
C
E
F
G
S_1
S_2
$D_3 \cdot S_3$
S_4
L_2
$L_1 < L_2$
As sec.
As main
Embeded beam
As e.b.

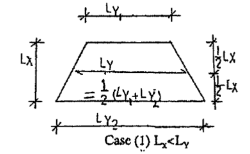
شكل (٤-٣)

٣- البلاطة المصتمه شبه المنحرف Trapezoidal Slab

للحالات ١،٢يمكن تصميم البلاطه على أنها بلاطه مستطيله وذلك بأخذ معامل الأستطالة (r) كالآتى:

و $r = \frac{m_1 L_y}{m_2 L_x}$ وتحصل على قيمة α،β من المواصفات المصرية

الحالة (١) :



Case (1) $L_x<L_y$

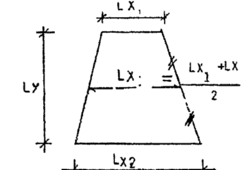
حيث. $L_y = \frac{1}{2}(L_{y1} + L_{y2})$ الحالة (١)

الحالة (٢) $L_x = \frac{1}{2}(L_{x1} + L_{x2})$

$m_1 = 0.87$ or 0.76

$m_2 = 0.87$ or 0.76

الحالة (٢):

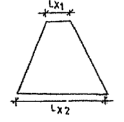


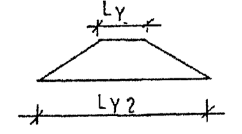
حالة (٢) $L_x< L_y$ كما سبق شرحه مــن قبل.

ملاحظة:

إذا كان $L_{x1}< L_{x2} / 5$
$L_{y1} < L_{y2} /5$

وهاتين الحالتين ٣،٤ يمكنك تطبيق القواعد المخصصة للبلاطات المثلثة والتى يتم شرحها فى البند التالى.



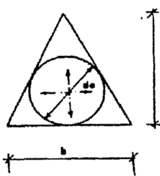


٤- حالة بلاطه مصمته ذات شكل مثلث متساويا الساقين:

Isosceles Triangle Solid Slabs

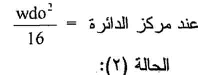
$$do = \text{قطر الدائرة المماسة من الداخل} = \frac{2bh}{b+\sqrt{b^2+4h^2}}$$

الحالة (١):



كل الحواف بسيطة الإرتكاز Simply Supported.

قيمة عزوم الانحناء فى الاتجاهين Bending Moment.



عند مركز الدائرة = $\frac{wdo^2}{16}$

الحالة (٢):

جميع الحروف مثبته تثبيتاً كلياً Fixed (أى جميع الحروف مستمرة Continuous).

عند مركز الدائرة. $\text{Bending Moment} = +\frac{wdo^2}{30}$

at edges قيمة عزوم الإنثناء عند الحواف = Bending Moment.

$$= \frac{-who^2}{30}$$

حيث W = الحمل منتظم التوزيع (أو قيمة كثافة الضغط عند مركز الدائرة إذا كان الضغط يتغير بانتظام).

مثال محلول

صمم البلاطه المثلثة abc إذا كان الارتفاع h = ٤,٠ متر والعرض b = ٥,٠ متر وتحمل حمل منتظم w = ١,٠ طن/م٢ والحالة مثبته Fixed.

الحل:

$$do = \frac{2 \times 5 \times 4}{5 + \sqrt{(5)^2 + 4(4)^2}} = \frac{40}{14.43} = 2.77 \text{ ms.}$$

$$M^{-ve} = \frac{1 \times 4^2}{30} = 0.53 \text{ m. t./m}'.$$

$$M_x^{+ve} = M_y^{+ve} = \frac{1 \times 2.77^2}{30} = 0.26 \text{ m.t./m}'.$$

$$d = k_1 \sqrt{M / b} = 0.33\sqrt{0.53 \times 10^5 \times 100} = 7.59 \text{ cms}$$

ممكن أختيار t = ١٠,٠ اسم.

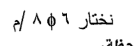
ولكن الأفضل اختيار التخانة t = ١٢سم لوضع شبكتين تسليح.

$$A_s^{-ve} \text{ at supports} = \frac{0.53 \times 10^5}{1250 \times 10.5} = 4.04 \text{ cm}^2 / \text{m}'.$$

نختار ٦ φ ١٠م

$$A_{s_x}^{+ve} = A_{s_y}^{+ve}$$

$$= \frac{0.26 \times 10^5}{1250 \times 9.5} = 2.19 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$



نختار ٦ φ ٨ /م

ملاحظة:

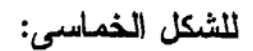
d (A_{sx}) = 9.5 cms.
d (A_{sy}) = 9.5 cms.

٥) البلاطة ذات الشكل منتظم متعدد الأضلاع:

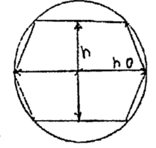
(خمس أوجه أو أكثر).

يمكنك تصميم هذه البلاطه على أنها بلاطه. مستديرة بقطر = H_1.

حيث $H_1 = {}^1/_2\,(h + ho) = 1.041\ h$



للشكل الخماسى:



$$H1 = 1.0\,41\ h$$

للشكل السداسى:

$$H = 1.077\ h$$

حيث :

h = قطر الدائرة المارة داخل الشكل مماسه لإضلاعه.

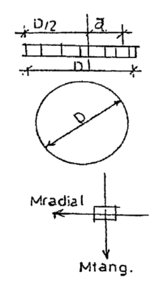
h_0 = قطر الدائرة المارة خارج الشكل مماسه لأركانه.

وتصميم البلاطه الدائرية لمختلف حالات الحروف وحالات التحميل سوف يتم شرحه فى البند التالى من هذا الفصل.

البلاطه الدائرة Circular Slabs

الحالة الأولى:

حالة حمل منتظم التوزيع w علــــى كــل مســاحة البلاطه.



أ) حالة الحروف بسيطة الإرتكاز Hinged Edge.

$$Mradial = M_{r_1} = \frac{WD^2}{64}(3+v)(1-\rho^2)$$

$$M_{t_1}(M\ tangetial) = \frac{WD^2}{64}(3+v)-(1-3v)\rho^2$$

حيث v = نســــبة بواســون = Poison's ratio =

صفر ← ${}^1/_6$

حيث ρ = المسافة من النقطة تحت الإعتبار مقاسه من مركز البلاطه / نصف قطر البلاطه الدائرية

$$= \frac{a}{P/2}$$

ب) حالة الحروف مثبتة: Fixed Edge

$$M_{r_2} = \frac{WD^2}{64} \times \left[(1+v)+(3+v)\rho^2\right]$$

$$M_{r2} = \frac{WD^2}{64} \times \left[(1+v)-(1+3v)\rho^2\right]$$

ج) حالة الحروف مستمرة: Continuous edges

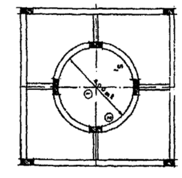
يتم حل البلاطة مرة على أساس بسيطة الارتكاز، ومرة أخرى على أساس حروف مثبته ونأخذ قيمة متوسطه للعزوم.

$$M_{r_3} = \frac{M_{r_1} + M_{r_2}}{2}$$

$$M_{t_3} = \frac{M_{t_1} + M_{t_2}}{2}$$

مثال محلول

صمم البلاطه المستديرة S_1 ذات القطر D = ٤,٠ متر و التي تحمل حمل منتظم التوزيع = ١,٠ طن / م٢ ومستمرة من جميع الحروف.



الحل:

للحصول على M_r للبلاطة المستمرة وكذلك M_t المناظر له يجب دارسة كلا الحالتين.

أ- حالة بلاطة بسيطة الارتكاز.

ب- حالة بلاطة مثبتة.

أ) حالة بلاطة بسيطة الإرتكاز:

عند النقطة (١)

$$M_{r_{11}} = \frac{1\times 4^2}{64}(3+0.167)(1-0)$$
$$= 0.79 \text{ m.t.}$$

$$M_{t_{11}} = \frac{1\times 4^2}{64}(3+0.167)-(1+3+0.167)0 =$$
$$= 0.79 \text{ m.t.}$$

عند النقطة (٢)

$$M_{r_{12}} = \frac{1\times 4^2}{64}(3+0.167)(1-1) = \text{zero}$$

$$M_{t_{12}} = \frac{1\times 4^2}{64}\left[(3.17-(1+3\times 0.167)1\right] = 0.42 \text{ m.t.}$$

ب) حالة بلاطة مثبته:

عند النقطة (١)

$$M_{r_{21}} = \frac{1\times 16}{64}(0.167-3167\times 0) = 0.292 \text{ m.t.}$$

$$M_{t_{21}} = \frac{1\times 16}{64}[1.167-1.5\times 0] = 0.292 \text{ m.t.}$$

عند النقطة (٢)

$$M_{r_{22}} = \frac{1\times 16}{64}(1.167-3.167\times 1) = -0.5 \text{ m.t.}$$

$$M_{t_{22}} = \frac{1\times 16}{64}(1.167-1.5\times 1) = 0.083 \text{ m.t.}$$

حالة بلاطه مستمرة الحروف: (حالة مثال)

عند النقطة (١)

$$M_{r_1} = \frac{0.79+0.292}{2} = 0.541 \text{ m.t./m}'$$

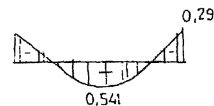
$$M_{t_1} = \frac{0.79+0.292}{2} = 0.541 \text{ m.t./m}'$$

عند النقطة (٢)

$$M_{r_2} = \frac{0+(-0.5)}{2} = -0.25 \text{ m.t./m}'$$

$$M_{t_2} = \frac{0.42+(-0.083)}{2} = 0.17 \text{ m.t./m}'$$

تصميم القطاعات:



$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.514\times10^5}{100}} = 7..67 \text{ cms}$$

نختار t = ١٢سم

وذلك لسهولة وضع شبكتين حديـــد تســـليح علوية وسفليه.

0,17
m.t.
0,541
Mt

$$A_s^{+ve} = \frac{0.541\times10^5}{1250\times10.5} = 4.12 \text{ cm}^2$$

نختار ٦ φ ١٠ /م'

$$A_{sr}^{-ve} = A_{sr}^{+ve} = 6\phi10/m'$$

وذلك لأن $M_l^{+ve} = M_r^{-ve}$ = ٠,٥ طن/م.

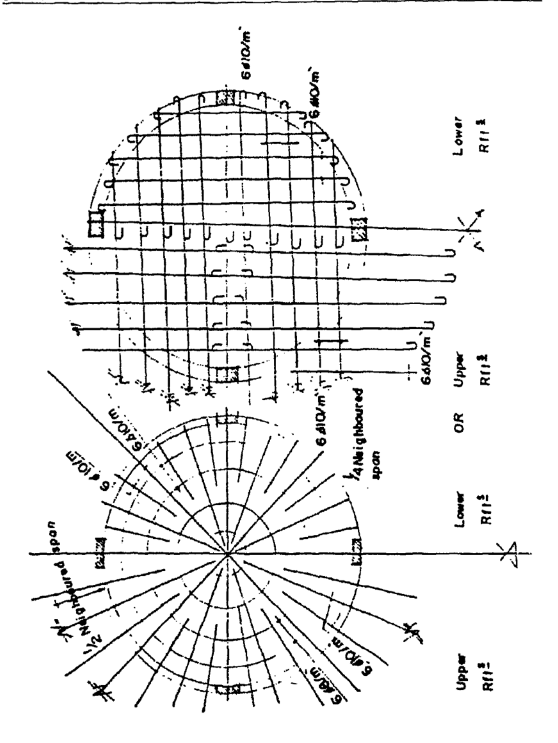
$$A_{s+}^{+ve} = \frac{0.541\times10^5}{1250\times9.5} = 4.56 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

نختار ٦ φ ١٠ /م'

$$A_{s+}^{-ve} = \frac{0.083\times10^5}{1250\times9.5} = 0.69 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

$$A_{s\ min} = 0.2\times12 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}`$$

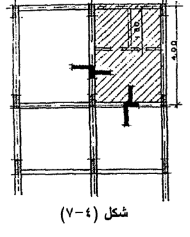
نختار ٦ φ ٨ /م'



الشكل (٤-٦) تفصيل التسليح

٧) البلاطات المصمتة ذات الحمال الخطية المركزة عليها:

هذه الحالة عادة ما تحدث فى منـــاطق بلاطـــات الحمامات فى جميع المباني:
فى هذه الحالة يقوم المصمم بتخفيض هذه المساحة بمقدار ١٠ سم الضرورية لنظام الصرف الصحي ولذلك يجب على المصمم تهشير منطقة الحمامات لبيان وتوضيح مناطق التخفيض كما هـــو مبيـــن بالشكل (٤-٧)



شكل (٤-٧)

وتصميم هذه المساحات يمكن عمله تقريبيا وعمليا عن طريق تحويـــل جميـــع احمال الحوائط المحملة مباشرة على البلاطة الخرسانية (أى بدون كمرات) تحويلا الى حمل منتظم التوزيع باستخدام معامل ضرب = ١,٥٠ كما سوف يتم توضيحه بالمثال المحلول التالى.

مثال محلول

صمم البلاطة الموضحة ذات أبعاد ٣ × ٤ لحمل أحمال الحوائط ذات تخانـــه ١٢ سم وحمل حى = ٢٠٠كجم/م٢.

الحل:

الأحمال على البلاطة = الحمل الحى + الوزن الذاتي للبلاطة + الأرضيات + أحمال الحوائط بعد توزيعها.

الحمل الحى = ٢,٠٠كجم/م٢ = ٠,٢طن /م٢.

الأرضيات = ٠,١٥ + ٠,١٠ (ردم للمساحة المخفضة) × ١,٦ = ٠,٣ طن/م٢.

ملاحظة: كثافة الرمل = ١,٦طن /م٣.

الوزن الذاتي للبلاطة = ١,٢ × ٢,٥٠ = ٠,٣ طن /م٣.

حمل الحوائط الموزع = ٠,٣ × ٢,٨ × $\frac{١,٥ \times (٣+١,٨)}{٤ \times ٣}$

= كثافة تخانة الحائط × ارتفاع الحائط × $\frac{\text{أطوال الحائط الموزعه X معامل الضرب}}{\text{مساحة البلاطة}}$

الحمل الكلى = ٠,٢ + ٠,٣ + ٠,٥٠ = ١,٣ طن/م

r= (درجة الاستطالة) = $\frac{4}{3}$ = 1.33

a = ٠,٥٢

b = ٠,٢

M_a = ٠,٥٢ × ١,٣ × $\frac{(٣)^٢}{٨}$ = ٠,٧ م.طن/م

M_a = ٠,٢ × ١,٣ × $\frac{(٤)^٤}{٨}$ م. طن/م

$$d = 0.33\sqrt{\frac{(0.7\times 10000)}{100}} = 9.097 cms$$

نختار t = ١٢ سم

$$A_{s\alpha} = \frac{0.76\times 10^5}{1250\times 10.50} = 5.79 cm^2 / m$$

نختار ٨ ϕ ١٠/م (٦,٤ سم^٢^)

$$A_{s\beta} = \frac{0.52\times 10^5}{1250\times 9.05} = 4.38 cm^2 / m'.$$

نختار ٦ ϕ ١٠/م (٤,٨٠ سم^٢^).

ويمكنك الحل بطريقة أقرب الى الدقة باستخدام نظريات المرونة باستخدام طريقة تحليل خطوط الكسر والخضوع yield line analysis والتى سوف يتم توضيحها فى الفصل الخامس.

٨) البلاطات ذات الشكل القطعة دائرية:

(المثبتة من جميع الأطراف).plate (fixed in all edges)

A, B, C, a

يلاحظ أن $\sigma = \frac{6M}{bt^2}$

حيث σ = الإجهاد = Stress نتيجة العزوم.

والبلاطة تتحمل حمل W طـــن / م منتظـم التوزيع.

Maximum $\sigma^l = \sigma_r$ at (A)

$\therefore$ أقصى أجهاد عند (A) $= -0.42\frac{wa^2}{t^2}$

$\sigma = \sigma_r at B = -0.36\frac{wa^2}{t^2}$

$\sigma = \sigma_r$ at c $= +0.21\frac{wa^2}{t^2}$

حيث t = تخانة البلاطة

حيث b = ١,٠٠ متر $\therefore$ M = العزوم = $\frac{\sigma t^2}{6}$

ثم نقوم بتصميم القطاع على أنه قطاع غير متجانس heterogeneous وذلك فى المرحلة الثانية (حدوث شروخ).

أى أن

$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}}$ cms b= 1.00 ms

حيث A_s لكل متر طولى $A_s = \frac{M}{k_2 d}$

٩) البلاطات المصمته المائلة فى المسقط الرأسى.

Inclined Solid slab (in elevation)

ملاحظة (١): إذا كانت البلاطة بسيطة الارتكاز.

$$ML.L = \frac{W.L.L \times L_0^2}{8}$$

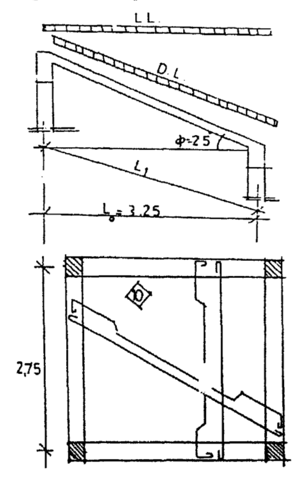
$$MD.L = \frac{(WD.L + flooring) \times L_0 \times L_1}{8}$$

إذا كانت مستمرة نقوم بتحويل كل الأحمال الى ما يناظر الحمل D.L

$$WL.L = W.L.L \times los(\phi)$$

الملاحظة (٢):

فى الرسومات التنفيذية يمكنك رسم أسياخ حديد التسليح بأشكالها الحقيقية (مائلة) عندما نقوم برسمها على المسقط الأفقي كما هو موضح بالشكل (٤-٨).







الباب الخامس

بلاطات الطوب المفرغ

Hollow Block Slabs



بلاطات الطوب المفرغ

HOLLOW BLOCK SLABS

يوجد نوعين من بلاطات الطوب المفرغ.

بلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد One way hollow block

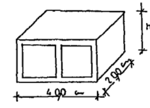
بلاطات مفرغة ذات اتجاهين two way hollow block

وسوف نشرح الآن طريقة تصميم كل نوع:

بلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد:

متى تستخدم؟

تستخدم عند ما يراد تغطية مساحة بدون كمرات ساقطة ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥,٠ أمتار الى ٧,٠ أمتار البلوكات المستخدمة (أوزان وأبعاد).



الوزن	ارتفاع	١٥ سم	٢٠ سم	٢٥ سم
بونكيت		٥ كجم	٦كجم	٨ كجم
هجريت		١٠ كجم	١٢ كجم	١٦ كجم

لبلاطات مفرغة ذات اتجاه واحد (وحمل حى لا يزيد عن ٣٠٠ كجم/م٢)

البحر	البلوكات المستخدمة	الوزن للبلوك	عدد البلوكات فى المتر المسطح	العزوم الكلى للبلوكات للمتر المسطح
٥ متر	١٥×٢٠×٤٠	١٠كجم	١٠,٤	١٠٠كجم/م٢
٦ متر	٢٠×٢٠×٤٠	١٢ كجم	١٠,٤	١٢٠كجم/م٢
٧ متر	٢٥×٢٠×٤٠	١٦كجم	١٠,٠	١٦٠كجم/م٢

خطوات التصميم:

١-تقسّم البلاطات الى وحدات بواسطة كمرات مدفونة

٢-اتجاه الكمرات المدفونة يكون لتربيط الأعمدة أساسا

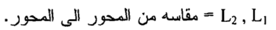
٣- اتجاه الأعصاب فى الاتجاه القصير للحصول على أقل تخانة ممكنة للبلاطـــات المفرغة.

٤- نحاول الاستفادة من استمرارية الأعصاب Continuity.

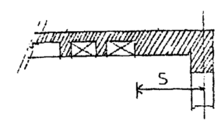
٥- الكمرات المدفونة نقوم بقطع فرغ الصالة.

٦- يمكن وضع كمرات ساقطة أعلى أى حائط.

اعتبارات خاصة:



L_2 , L_1 = مقاسه من المحور الى المحور.

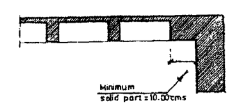


L_{c1} = ٤٠ سم + مضاعفات ٥٠ سم.

= ٤٤٠ ، ٤٩٠ ، ٥٩٠ ... الخ.

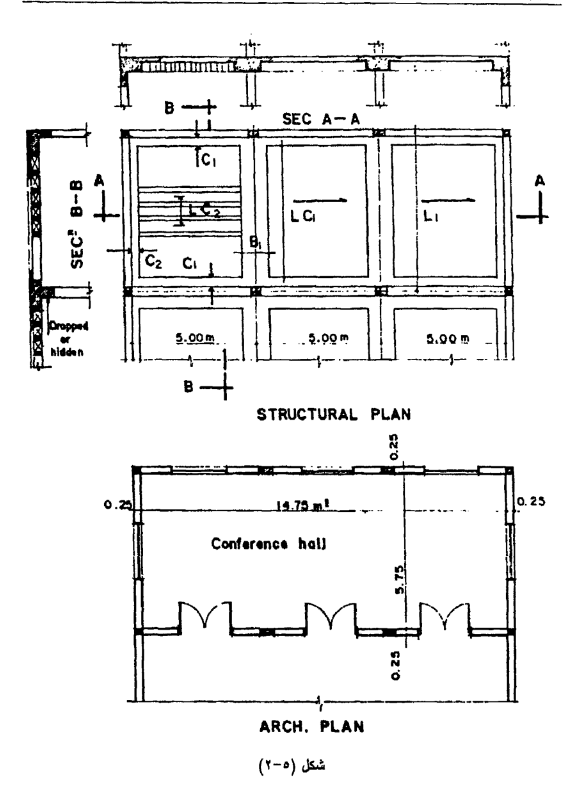
L_{c1} = ٤٠ سم + مضاعفات ٢٠ سم

٤٢٠ ، ٤٤٠ ، ٦٠٠ ، ٦٦٠ ، ... الخ.



C_1 = ١٠ سم حد أدنى.

C_2 = ١٠ سم حد أدنى.


B
SEC A — A
C_1
SEC^n B — B
A
A
$L\,C_2$
$L\,C_1$
L_1
B_1
C_2
C_1
Dropped or hidden
5.00 m
5.00 m
5.00 m
B
STRUCTURAL PLAN
0.25
0.25
14.75 m
0.25
Conference hall
5.75
0.25
ARCH. PLAN

شكل (٥-٢)

الجزء المصمت Solid part > $\frac{\text{البحر}}{10 \leftarrow 8}$ ← من خط محور الكمرة.

≤ ٢٠ سم

العرض B_1 سوف يتم تصميمه وحسابه = (٥ – ٧) مرات السمك t للبلاطة المفرغه

(تخانة البلوك المفرغ + ٥ سم).

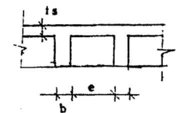
سمك البلاطة المصمتة Solid slab = ٥ سم للحمال الحية ≤ ٤٠٠ كجم/م٢

والبحور أقل من ٦,٠ متر.

سمك البلاطة المصمتة Solid slab = ٧ سم للأحمال الحية أكبر من ٤٠٠ كجم/ م٢ والبحور أكبر من ٦,٠ متر.

وخصوصاً عندما تكون محتاجاً الى وضع بلوكين مفرغين فوق بعض.

أكبر مسافة خالصة بين الأعصاب.



emax = ٧٠سم.

أقل عرض للعصب ٥ سم أو $\frac{1}{3}$ العمق.

أقل تخانة لبلاطة الضغط الفعالة = ٥ سم أو $\frac{e}{10}$

مثال محلول

صمم قائمة الاجتماعات المبينة فى الشكل (٥-٢) ذات الأبعاد ١٤,٧٥ × ٥,٧٥ لتحمل حمل حى = ٤٠٠ كجم / م٢.

الحل:

سوف تضع كمرة مدفونة كل ٥,٠ متر لتربط الأعمدة ونختار الأعصاب فى الاتجاه القصير ببحور = ٥ متر لكل عصب.

الأحمال : لبحر ٥,٠ متر.

سوف نختار بلوكات أبعاد ٤٠ × ٢٠ × ١٥ سم.

الوزن الذاتى للبلوكات = ١٠٠ كجم/م٢.

وزن بلاطة مصمتة ٥ سم = ٠,٠٥ × ٢,٥ = ٠,١٢٥ طن / م٢.

وزن الأرضيات = ١٥٠ كجم/م٢.

الحمل الحى = ٤٠٠ كجم/م٢.

الوزن الذاتى للأعصاب = ٢ × ٠,١ × ٠,١٥ × ٢,٥ = ٠,٠٧٥ طن/م٢.

الوزن الكلى لبلاطة السقف = ٠,٨٥ طن/م٢.

تصميم الأعصاب : Design of Ribs

المسافة بين المحور الأعصاب (بين كل عصبين متتاليين) = ٠,٥ متر.

أى أنه يوجد عدد عصبين لكل ١ متر.

∴ الوزن لكل عصب = $\frac{0.85 \text{ طن/م}^2 1}{2}$ =٠,٤٢٥ طن / لكل عصب.

$$M_d = \frac{WL^2}{10} = \frac{0.425 \times 5^{-2}}{10} = 1.0625 \text{ m . t .}$$

$$Z = 0.14\sqrt{\frac{1.063 \times 10^5}{50}} .= 6.45$$

$$\frac{B}{b_o} = \frac{50}{10} = 5$$

$$\frac{t_s}{z} = \frac{5}{6.18} = 0.61$$

r = 0.97

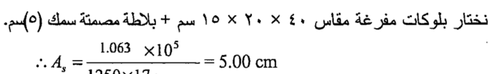
B_r = r.B= 0.97 × 50 = 48.5cms.

$$d = 0.36\sqrt{\frac{1.063 \times 10^5}{48.5}} = 16.14$$

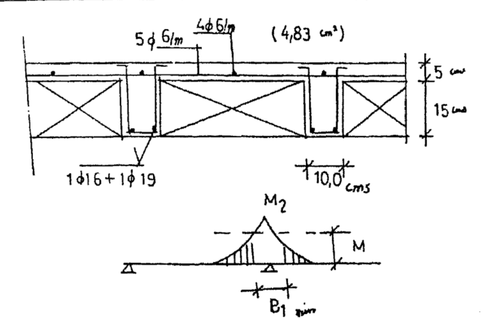
d = 17.0

take t = 20.0cms

نختار بلوكات مفرغة مقاس ٤٠ × ٢٠ × ١٥ سم + بلاطة مصمتة سمك (٥)سم.



$$\therefore A_s = \frac{1.063 \times 10^5}{1250 \times 17} = 5.00 \text{ cm}$$



تصميم الجزء المصمت Solid part :

معطيات $d = k_1\sqrt{M_r/b}$ d, K1,b

غير معلوم M_r

d= 17.0 cms.

K_1= 0.28 for F_c = 70 Kg/cms² α =0.00

K_1= 0.265 F_c = 70 kg/cms α = 0.2

b=10cms

∴ نحسب M_r ثم من الرسم نحصل على $B_1(min)$ الحد الأدنى

$$17 = 0.28\sqrt{M_r/10}$$

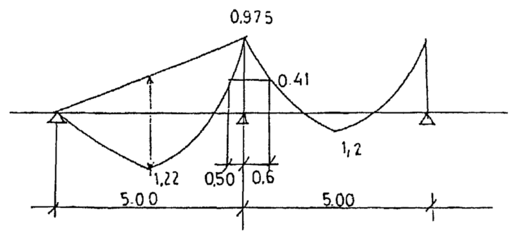
M_r = 36662.2 = 0.37 m.t/rib.

If K_1 = 0.265

M_r = 0.41 m.t.

M_{max} = 1.063 m.t.

كما تم حسابه من قبل من الصفحة السابقة.



من الرسم B1,2 = ٠,٥ ، ٠,٦ = الحد الأدنى.

∴ أختار B_1= ٢ × ٠,٦ = ١,٢٠ متر.

= الحد الأدنى لعرض الجزء المصمت.

تصميم الكمرة المدفونة Hidden Beam.

W= 0.85 × (5-1.00) + (0.4 + 0.15) × 1+1 × 0.2 × 2.5 = 4.45 t/m.

$$M= 4.45 \times \frac{6^2}{10} = 16.02 m.t$$

نحاول بداية بالعرض B = ١,٢٠ متر.

W

6.00

$$d = k_1\sqrt{\frac{16.02\times15^5}{1200}} = 17$$

$$\therefore K_1 = 0.15 \longrightarrow \alpha \xrightarrow{=0.8} f_c = 90 kg/cm^2 unsafe$$

نحاول B = ٧ × ٢٠ =١٤٠سم

$$\alpha= 0.4 \cdot f_c = 75 kg/lm^2 \ \& \ k_2 = 1209$$

$$d = 0.228\sqrt{\frac{16.02\times15^5}{140}} = 24.39$$

نختار d= 22 cms

t = 25 cms.

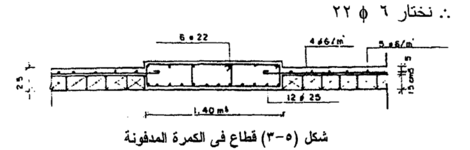
ونقوم بقلب ٥ سم داخل الرمال اسفل الأرضيات البلاط كما هو مبين بالشكل السفلي.

$$A_s = \frac{16.02\times10^5}{1209\times22} = 60.34 cm^2.$$

∴ نختار ١٢ φ ٢٥

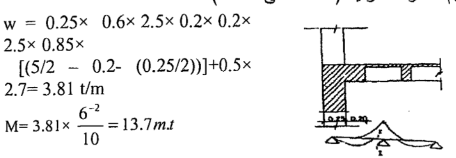
$A_s = 0.4 \times 60.34 = 24.14cm^2$

∴ نختار ٦ ɸ ٢٢



شكل (٥-٣) قطاع فى الكمرة المدفونة

تصميم الكمرة الطرفية (الساقطة فى الحائط)



w = 0.25× 0.6× 2.5× 0.2× 0.2×
2.5× 0.85×
[(5/2 − 0.2- (0.25/2))]+0.5×
2.7= 3.81 t/m

$M = 3.81 \times \frac{6^{-2}}{10} = 13.7 m.t$

تصميم القطاع (١-١)

قطاع R-sec بعرض = ٢٥سم ،، F_c 75kg/cm²

F_s = 1400 كجم/سم²

∴ 1192 = K_1=0.26 K_2

$$d = 0.265\sqrt{\frac{13.7\times10^5}{25}} = 62.03$$

65 × 25 take

$$A_s = \frac{13.7\times10^5}{1192\times61} = 18.84cm^2$$

نختار ٥ ɸ ٢٢ (١٩,٠ سم²)

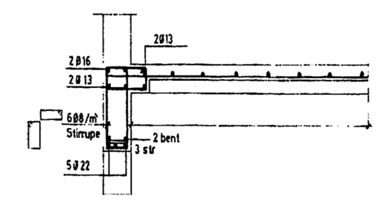
فحص إجهاد القص: Check for shear

$$Q1 = 381\times\frac{6}{10} + 13.7/6 = 13.71 tons$$

$$q=\frac{13.71\times10^{3}}{0.86\times25\times61}=10.33kg/cm^{2}>7.00kg/m^{2}$$

نختار ٦ ϕ ٨/م كانات

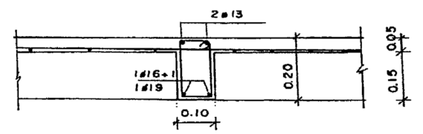
٢ ϕ ٢٢ أسياخ مكسحة



شكل (٥-٤) تسليح قطاع (A-A)

استخدام الأعصاب العرضية The use of CROSS RIBS.

١- فى حالة الأحمال الحية أقل من ٣٠٠كجم /م٢، والبحور أكبر من ٥,٠٠ متر يجب على الأقل استخدام عصب عرضي واحد فى منتصف بحور الأعصاب. الرئيسية ويكون بقطاع وتسليح لا يقل عن الأعصاب الرئيسية ويكون التسليح العلوى له على الأقل يساوى نصف التسليح السفلى وبكانات مغلقة كما هو مبين بالشكل (٥-٥) السفلى.



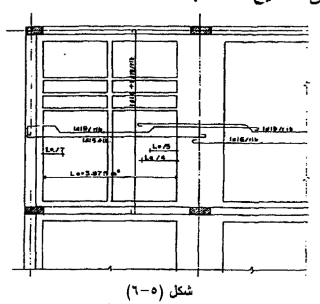
شكل (٥-٥) قطاع فى العصب العرضى

(حالة حمل حى = ٤٠٠كجم/م٢ والبحر = ٥,٠٠ متر)

فى حالة عدد واحد عصب عرضى كما هو موضح عالياً.

أما فى حالة البحور أكبر من ٧,٠٠ متر فيجب استخدام ثلاثة أعصاب بنفس القطاع و التسليح المبين فى البند رقم (١) عاليا.

المسقط الأفقى للتسليح الأعصاب:



شكل (٥-٦)

ب - البلاطات المفرغة ذات الاتجاهين: Two Way Hollow Black Slabs

متى:؟

عندما يكون المسقط الأفقي المعماري يحتاج الى مساحة أكبر من ٦,٠٠ ×٦,٠٠ لتكون بلاطة واحدة بدون كمرات ساقطة.

حيث h_o = الارتفاع المعماري الصافي المسموح به.

شرط مهم :

يستحسن أن تكون المساحة تقريباً مربعة أى أن $\frac{L}{B} < 1.4$ $\frac{\text{الطول}}{\text{العرض}}$ للمساحة اقل من ١,٤ حتى نحصل على أحسن توزيع. للأحمال فى الاتجاهين.

تحديدات: limitations.

للأحمال الحية اقل من أو تساوى ٣٠٠كجم/م٢ يمكن اتباع الجدول التالى فى اختيار أبعاد البلوكات المفرغة للمسافات المختلفة.

مساحة البلاطة	أبعاد البلوك المثالى	ملاحظات
٦×٦	١٥ × ٢٠ × ٤٠	
٧×٧	٢٠ × ٢٠ × ٤٠	
٨×٨	٢٥ × ٢٠ × ٤٠	
١٠×١٠	عدد ٢ بلوك(١٥×٢٠×٤٠) ابعاد البلوك الواحد	أكبر مساحة ممكنة = ١١,٠٠ ١١× ١١ متر

توزيع الأحمال (و):

وزن البلوكات + الأرضيات + الحمل الحى + الوزن الذاتى = W = كجم / م٢.

التوزيع = $r = \left[\frac{L1}{L2}\right]$

إحصل على α β معاملات من جدول معاملات ماركوس انظر الباب الثالث

$W_\alpha = W \times \alpha$

$W_\beta = W \times \beta$

التصميم:

١- الاتجاه الرئيسى $M_\alpha = \left[\frac{W_\alpha L_1^2}{k}\right]$

٢- الاتجاه الثانوى $M_\beta = \left[\frac{W_\beta L_2^2}{k}\right]$

حيث K = (٨) أو (١٠) أو (١٢).

حسب استمرارية الأعصاب.

$$d_\alpha = K_1\sqrt{\frac{M}{B_r}} \xrightarrow{\alpha} T-see$$

$$d_\beta = d_\alpha - 3 = k_1\sqrt{\frac{M_\beta}{B_r}}$$

حيث F_c أقل من أو تساوى ٩٠ كجم/سم٢.

وذلك عند Ccu = ٢٢٥كجم/سم٢.

fs اقل من أو تساوى ١٤٠٠ كجم/سم.

لحديد صلب عادى طرى ٣٧.

كل خطوات التصميم بعد M_β , M_α مماثلة لحالة بلاطات مفرغة ذات الاتجاه الواحد One way hollows Block slabs

ملاحظة : لا يستخدم معاملات الكود المصرى إطلاقاً فى حالة البلاطات المفرغة ذات الأتجاهين ولكن استخدم فقط معاملات ماركوس.

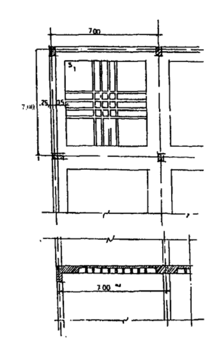
مثال محلول:

للباكية S_1

$$r = \frac{7}{7} = 1$$

$$\alpha = \beta = B = 0.396$$

استخدام بلوكات = ٤٠ × ٢٠ × ٢٠



الأحمال

وزن البلاطات = ٨ × ١٠,٤ = ٨٣,٢ كجم.

وزن البلوك الواحد ١٠,٤ كجم.

عدد البلوكات فى ١ م٢ = ٨ بلوكات.

وزن الأعصاب = ٤ × ٠,١ × ٠,٢ × ٢,٥ = ٠,٢٠طن/م٢.

وزن البلاطة المصمتة = ٠,٥ × ١ × ١ × ٢,٥ = ٠,١٢٥طن / م٢.

وزن الأرضيات = ٠,١٥ طن / م٢.

الحمل الحى = ٠,٣٠ طن/م٢ (مدرسة).

∴ و (W) = ٨٦٪ طن/م٢ (مجموع الأوزان السابقة).

$$\therefore W_\alpha = W_\beta = 0.396 \times 0.86 = 0.33 t/m$$

Wrib لكل عصب $= 0.33/2 = 0.16$ t/m

$$\frac{M}{rib} = 0.16 \times \frac{7^2}{10} = 0.784 \frac{m.t.}{rib}$$

العزوم لكل عصب:

تصميم القطاع I-I:

$$Z = 0.14\sqrt{\frac{0.784\times10^5}{50}} = 5.54 > 5,\text{-cms}$$
$$= 5,\text{-cms}$$

take $r \cong 1$

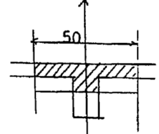
$B_r = B_r = 50$ cms

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.784\times10^5}{50}} = 13.067 \text{ cms}$$

للسماح باختيار كمرة مناسبة نختار D = ٢٥سم.

∴ نختار بلوك = ٤٠ × ٢٠ × ٢٠ + ٥سم بلاطة مصمتة؟

$$A_s = \frac{0.784\times10^5}{1250\times21} = 2.99 cms$$



نختار ١ ϕ ١٣ + ١ ϕ ١٦ ,٠

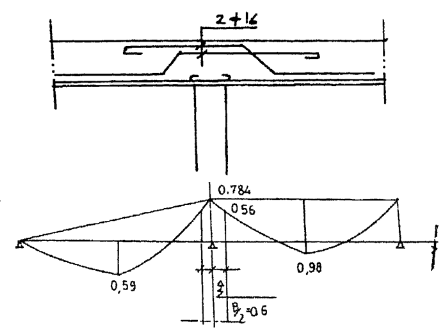
عند قطـــاع II – II قطـــاع (R) يعـــرض = ١٠سم.

$$21 = 0.28\sqrt{\frac{Mr}{10}}$$

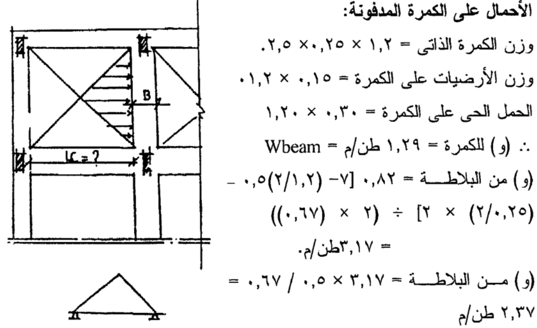
MR = 0.56m.t./rib

MR = 1.05m.t./m

تصميم الجزء المصمت:



Min> B=0.6 × 2 = 1.2 m.



الأحمال على الكمرة المدفونة:

وزن الكمرة الذاتى = ١,٢ × ٠,٢٥ × ٢,٥.

وزن الأرضيات على الكمرة = ٠,١٥ × ١,٢٠

الحمل الحى على الكمرة = ٠,٣٠ × ١,٢٠

∴ (و) للكمرة = ١,٢٩ طن/م = Wbeam

(و) من البلاطـــة = ٠,٨٢ [٧- (١,٢/٢)٠,٥ - (٠,٢٥/٢) × ٢] ÷ (٢ × (٠,٦٧))

= ٣,١٧طن/م.

(و) مـــن البلاطـــة = ٣,١٧ × ٠,٥ / ٠,٦٧ = ٢,٣٧ طن/م

(حساب القص) الأحمال على الكمرة: Loads on BEAM

$W/_{moment} = 3.17 + 1.29 = 4.46$ t/m

$W/_{shear} = 2.37 + 1.29 = 3.66$ t/m

$M_{max} = 4.46 \times [7^{-2} / 10] = 21.85$ m.t.

$Q_{max} = 3.66 \times [7^{-2} / 2 + 21.85 / 7] = 15.94$ tons

$$d = 21 = K_1 \sqrt{\left[\frac{21.85 \times 10^5}{120}\right]}$$

$K_1 = 0.156$; $\alpha = 0.8$ unsafe ; $f_c = 90$ unsafe

take B = 180 t = 30

$$27 = K_1 \sqrt{\left[\frac{21.85 \times 10^5}{180}\right]}$$

$K_1 = 0.2449$

$f_c = 75$ kg / cm^2

$\alpha = 0.2$

$K_1 = 0.247$ O.K.

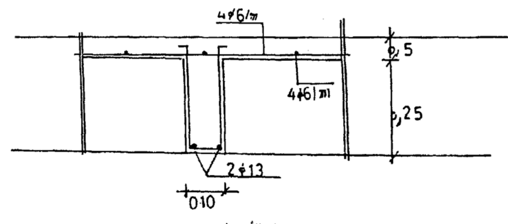
$K_2 = 1200$

$$A_s = \frac{21.85 \times 10^5}{1200 \times 27} = 67.44 \text{ cm}^2$$ Take 8 ϕ 25

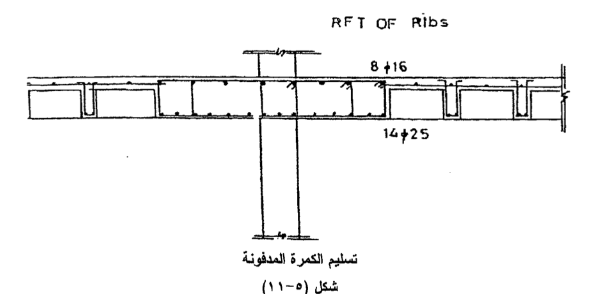
$A_{s'} = 0.2 \times 67.44 = 13.5$ cm^2

Check for Shear :

$$q = \frac{15.94 \times 1000}{0.87 \times 180 \times 27} = 3.77 \text{ kg / cm}^2 < 7$$



تسليم الأعصاب



تسليم الكمرة المدفونة

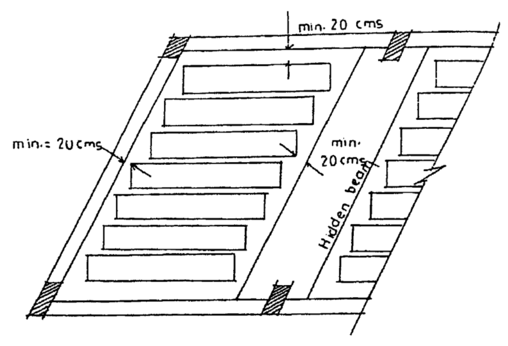
شكل (٥-١١)

مشاكل معاملات خاصة والبلاطات المفرغة:

١- بلاطة مفرغة على شكل متوازى أضلاع Skew H.B.S.

كما مبين بالشكل (٥-١٢) فإن الجزء المصمت سوف يكون متكسراً broken وذلك للسماح للقطاعات المستطيلة للبلوكات المفرغة بالترصيص فى أماكنها كاملة بدون تكسير أقل بعد (عرض) للجزء المصمت = ٢٠ سم كما هو مذكور سابقاً. فى البلاطات متوازى الأضلاع يمكن للمصمم استخدام كمرات مدفونة أو كمرات ساقطة أو كل منها.

طريقة التصميم لهذا النوع مماثلة تماماً للأنواع المذكورة فى الصفحات السابقة لكل من البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد أو ذات الاتجاهين.

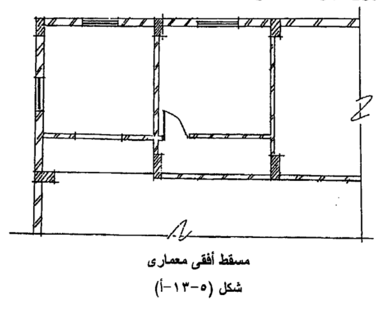


شكل (٥-١٢)

١- حمل خطى موازى للأعصاب:

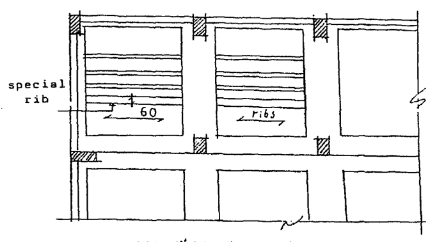
فى هذه الحالة يجب على المصمم وضع مخدات Seat (كمرة مدفونة خاصة) أسفل الحمل الخطى.

هذه المخدة سوف تكون عصب خاص سوف يتحمل الحمل الخطى عليه بالإضافة الى وزن البلوكات المفرغة المعتادة.



مسقط أفقى معمارى

شكل (٥-١٣-أ)



شكل (٥-١٣-ب) مسقط أفقى إنشائى

يمكن للمصمم أيضاً اختيار عرض هذا العصب الخاص بحيث يعطـــى سـمك يساوى سمك البلاطة المفرغة المحيطة بهذا العصب الخاص على سبيل المثال.

إذا كان سمك البلاطة المفرغة المحيطة = ٣٠ سم .

$$d = k_1 \sqrt{M / b_0} = 27$$

معطاة f_s= ، معطاه f_c = given

معروفة = M ، معروفة = K_1

$\therefore$ نحصل على $b_o = \frac{1}{M} \times \left(\frac{27}{k_1} \right)^2$

حيث $M = \frac{Ws.r.L^2}{K1}$

$K1 = 8 - 10 - 12$

حيث الوزن على العصب الخاص = $W_{s.r}$

$W_{s/ab} \times 0.4$ + وزن الحائط + الوزن الذاتى =

وزن الحائط = $\gamma_{الحائط} \times h_{floor}$ القطاع الدور

γ_{wall}	$= 0.3\ t/m^2$ for = 12 cms	Solid Wall
	$= 0.2\ t/m^2$ for = 12 cms	hollow Wall
	$= 0.5\ t/m^2$ for = 25 cms	Solid Wall
	$= 0.35\ t/m^2$ for = 25 cms	hollow Wall

hfloor $= 3.00\ m - t_{(H.b.s)}$ وذلك لمبانى العادية

٣- حمل خطى عمودى على الأعصاب:

Line Load cross the Ribs.

أولاً : حالة بلاطة ذات اتجاه واحد One way slab

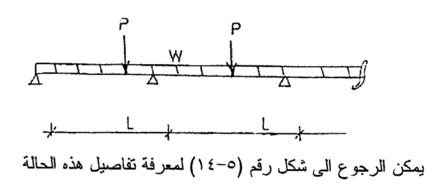
الحل الأول:-

يمكن وضع مخدة خاصة (عصب خاص) يقطع العصاب الرئيسية وذلك ليحمل هذا الحل الخطى مباشرة (و) على هذا العصب الخاص = وزنه الذاتى + حمل الحائط أعلاه فقط

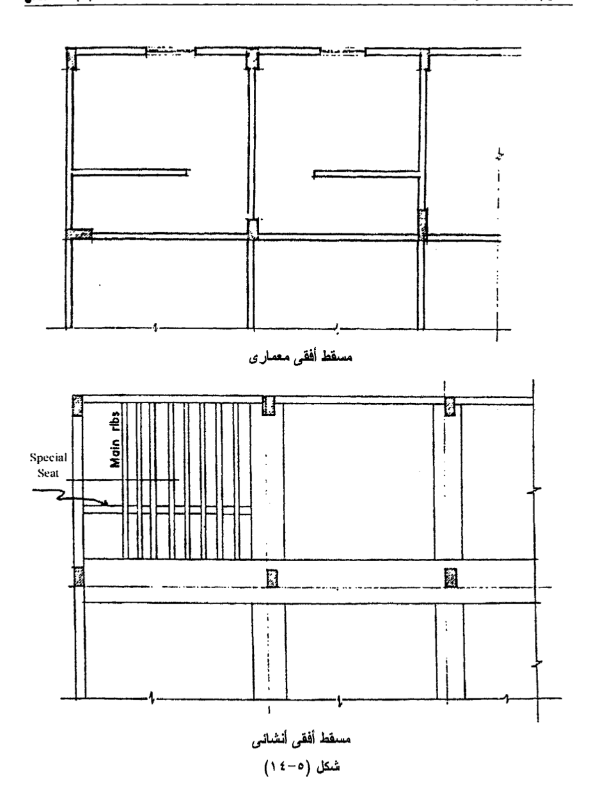
الحل الثانى:-

يتم وضع العصب الخاص اسفل الحمل الخطى ولكن سوف يتم تحميل هذا العصب الخاص على الاعصاب الرئيسية القاطعة له .

أى أن الاعصاب الرئيسية سوف تتحمل حمل منتظم التوزيع كما هو مشروح سابقاً بالإضافة الى ذلك سوف تتحمل حمل مركز نتيجة لعزوم الحائط الخطى العمودي عليها.



يمكن الرجوع الى شكل رقم (٥-١٤) لمعرفة تفاصيل هذه الحالة



مسقط أفقى أنشائى

شكل (٥-١٤)

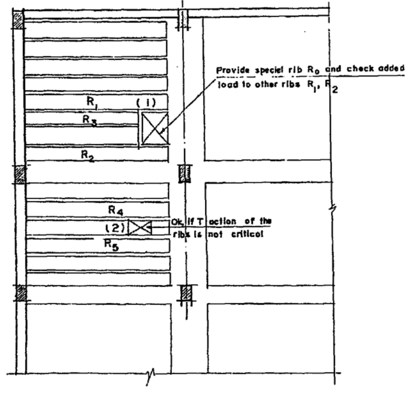
٤- الفتحات فى البلاطات المفرغة:

الفتحة فى المكان (١)

فى هذه الحالة نقوم بعمل عصب عرضى cross rib (R_0) ليحمل R_3 وينقل أحماله الى الأعصاب المجاورة R_1 , R_2 ثم نصمم R_1 , R_2 لتحمل هذا الحمل الإضافي من R_3 , R_0.

الفتحة فى المكان (٢)

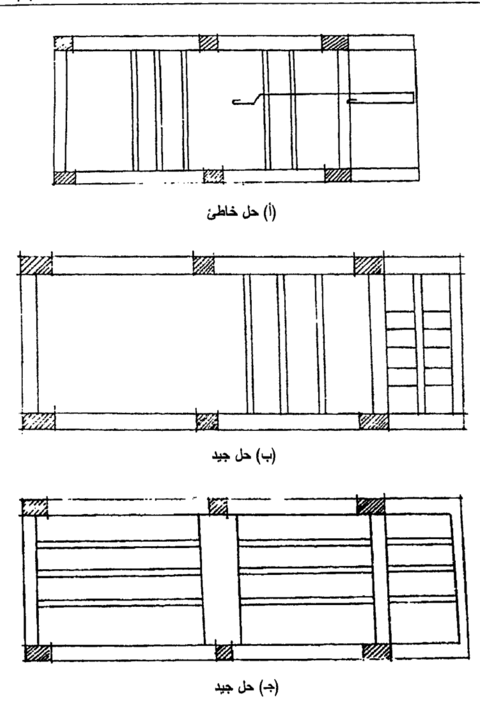
فى هذا المكان فإن الفتحة ستدمر تفاعل t- action (T) لكل من الأعصاب, R_4 وR_5 وإذا كان مفعول (T) للقطاع غير مهم فى التصميم فإن هذا المكان يمكن قبوله .



شكل رقم (٥-١٥)

خطأ شائع فى البلاطات المفرغة :

فى البلاطات الكابولية ذات البلاطات المفرغة فإن بعض المهندسين يأخذ التسليح العلوى للبلاطة الكابولية فى وضع عمودى على اتجاه الأعصاب وهذا يعتبر خطأ قاتل vital mistake. قد يؤدى إلى انهيار الكابولى مع الوقت .



(أ) حل خاطئ

(ب) حل جيد

(جـ) حل جيد

يمكن للمصمم اختيار واحد من الحلين ب ، ج ولكنه يجب ان يتجنب عمل هذه الغلطة الموجودة فى الحل (أ) لأنها سوف تؤدى الى انهيار البلكونه الكابولية .

(د) حل يجمع بين البلاطة المفرغة ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين.

H.B.S Combination between one way and two way.

يمكن للمصمم استخدام كل من البلاطة المفرغة ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين لتغطية نفس السقف فى كثير من الحالات الخاصة مثل ذلك الحالة الموضحة أسفله فالبرجوع الى شكل (٥-١٦) يتضح لنا سقف المسجد بأبعاد ١٥ × ١٥ متر ولتغطية هذا السقف تم استخدام بلاطات مفرغة ذات اتجاهين فى التصميم التالى بنجاح .

المعطيات:

البلاطة المصمتة = ١٠,٠٠ سم

والبلوكات المفرغة = ٤٠ × ٢٠ × ١٥ سم

الحمل الحى = ١٠٠كجم/م^{٢}.

الأرضيات = ٢٠٠كجم/م^{٢}. (ارضيات سطح نهائى)

الأبعاد المعمارية للشكل الثمانى الداخلى للبلاطات المفرغة ذات الإتجاهين=١٠×١٠م

الحل :

مطلوب تصميم البلاطة المفرغة ذات الاتجاهين .

الأحمال :

وزن البلاطة المصمتة = ٠,١٠ × ٢,٥ = ٠,٢٥ طن/م^{٢}.

الوزن الذاتى للبلوكات المفرغة = $\frac{8\times10}{1000}$=٠,٠٨ طن /م^{٢}.

وزن الاعصاب = ٤ × ٠,١ × ٠,١٥ × ٢,٥ = ٠,١٥ طن/م^{٢}

الحمل الحى = ٠,١طن / م^{٢}.

الأرضيات = ٠,٢طن / م^{٢}.

الأرضيات = ٠,٢طن / م^{٢}.

الوزن الكلى = ٠,٧٩ طن / م٢ = مجموع الأوزان السابقة

نسبة الأستطالة $R = \frac{10}{10} = 1$

معاملات ماركوس $\beta = \alpha = 0.396$

$W_\alpha = W_\beta = 0.396 \times 0.78 = 0.31\ t/m^2$

الطول المتوسط $= \frac{4.14+10}{2} = 7.07$

$M_\alpha = M_\beta = \frac{0.31 \times 7.707^2}{8} = 1.94$

$M /_{rib} = \frac{1.94}{2} = 0.97 m.t./rib$

$Z = 0.14\sqrt{0.97 \times 15^5 / 150} = 6.17 > 10$

$R = 1$

$B = B_r = 0.5$

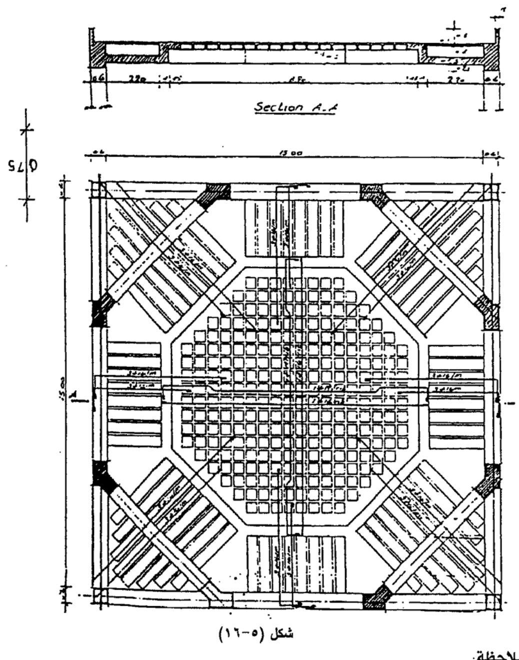
$d = 0.36\ \sqrt{(0.97 \times 10^5)/50} = 15.86$

نختار ١٠× ٢٥ أبعاد الصبب

$A_s = \frac{0.97 \times 10^5}{1250 \times 21} = 3.695 cm^2$

نختار ٢ϕ ١٦

لمزيد الأمان نختار ١ ϕ ١٦ + ١ ϕ ١٩



شكل (٥-١٦)

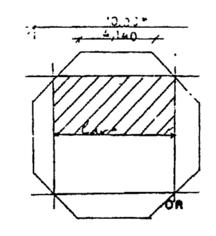
ملاحظة:

سوف نقرب الشكل المثمن الى شكل بلاطة مربعة بأبعاد

= Span $(L_1+L_2)/2$.

هناك تقريب جيد أخر يمكن اعتبار الشكل المثمن شكل مستدير بقطر مكافئ

$h_1 = (1/2)(h+ho)$



حيث :

h = قطر الدائرة الداخلية للشكل المثمن .

h_o = المسافة بين أركان الشكل المثمن

h = 1.041 h

فى حالتنا

h= 1.041× 10 = 10.41 m

At (o) Edge fixed.

عند النقطة (o) الحافة مثبته

$$.M = M_r = \frac{wh^2}{64} \times (1+v) = \frac{1.16}{64} \times 0.79 \times 10.4^{-2} = 1.55\ m.t/m$$

AT A

$$M_r = \frac{Pa^2\pi}{16\pi}(1+v-(1+3v)\times 1) = \frac{-2\times 0.79\times(10.4/2)^2}{16} = 2.67 m.t/m$$

$$M_r = \frac{Pa^2\pi}{16\pi}(1+v-(1+3v)\times 1) = \frac{0.79\times(10.4/2)^2}{16}(-2\times 0.167) = -0.45\ m.t/m$$

M_r max/ rib = [1.55 / 2] = 0.8 m.t.

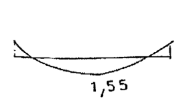
M_r max/ rib = 0.8 m.t

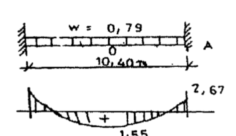
$M_x = 0.8$ m.t

. 40×20×15+10

$M_y = 0.8$ m.t.

$A_S = 2\,\phi\,16$ / rib.





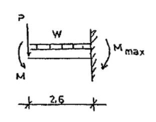
Design OF ONE WAY RIBS:

P = 0.79 × [10/2] × 0.5 = 1.98 tons /m

M = 2.67 m.t./m

P/rib = [1.98/2] = 1 tons

M/rib = [2.67/2] – 1.35 m.t



Wt/m = 0.25×2.5×1 + 0.1× 0.5 × 2.5 + 0.04 × 1× 2 + 2 ´ 0.1× 0.4× 2.5

$= 1.03$ t/m

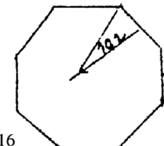
$M_{max} = 1.32 + 1 \times 2.6 + 1.03 \times 0.5 \times (2.6)^{-2} / 2 = 6.72$ m.t.

$Z = 0.14 \sqrt{[\frac{6.72 \times 10^5}{50}]} = 16.2 < 25$ O.K.

r=1

$B_r = B$

$d = 0.36 \sqrt{[\frac{6.72 \times 10^5}{50}]} = 41.7$cms



Take 75 (to decreas A_S)

$A_S = \frac{6.72 \times 10^5}{1250 \times 71} = 7.67\ cm^2$ choose 4 ϕ 16

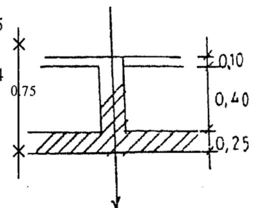
Design OF Main Supporting Beam

$W = 1.03 \times 2.6 + 1.9 + 0.6 \times 1.5 \times 2.5 = 6.91$ t/m

$Mt_{max} = 6.72$ m.t./0.5 m. $= 13.44$ m.t/m

$Mt_{max} = 13.44 \times 1.2 = 27$ m.t

$M_{max} = \frac{6.91 \times 4.2^{-2}}{8} = 15.21$ m.t



Check Torsion

$q_t = \frac{27 \times 10^5 \times 3.00}{70 \times 70 \times 150} = 11.02\ Kg / cm^2 < 20$ O.K.

Take special Rft

Additional longitudinal Bars $= 2\ [A_s(x_1+y_1)/s]\ fy_{str}/f_y)$

$= 2 \times (0.5(65+145)/15]\ (1400/2400)$

$= 8.17\ cm^2$

6 ϕ 16

Closed Stirrups A_{str} =

$(q_t - q_{tc}/2).s.b^2.t/3\alpha.x_1.y_1.f_s$

at = 0.66 + 0.33 (y_1/x_1) = 1.39 ≤ 1.5

A_{str}=(11-3.5)×15×70²×150/3×1.39×65 ×145×1400

= 1.5 cm²

max.s = $(x_1+y_1)/4$ = 65+145/4 = 52.5

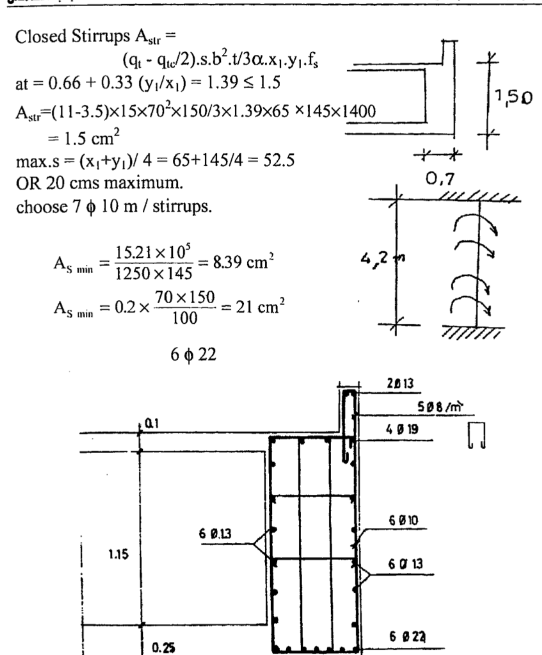
OR 20 cms maximum.

choose 7 ϕ 10 m / stirrups.

$$A_{S\ min} = \frac{15.21 \times 10^5}{1250 \times 145} = 8.39\ cm^2$$

$$A_{S\ min} = 0.2 \times \frac{70 \times 150}{100} = 21\ cm^2$$

6 ϕ 22



ملاحظة:

ممنوع استخدام البلاطات المفرغة فى مناطق الحمامات وذلك لأن نظام الصرف الصحى يمكن أن يؤدى نتيجة تسرب المياه منه الى تدمير وتأكل البلاطة الرقيقة (٥ سم) أعلى البلوكات المفرغة على مدار حياة المبنى .

جميع الحمامات يجب عمل أسقفها من البلاطات المصمتة Solid slab كذلك بلاطات (أرضيات غرف المخازن يجب عملها من البلاطات المصمتة نتيجة الأحمال الحية الكبيرة المحملة عليهاوكذلك ايه بلاطات معرضة لاحمال ديناميكية)

متطلبات الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٥ التحديث الأول:

٦-٥-٢ البلاطات ذات الأعصاب والبلاطات ذات القوالب المفرغة :-

Ribbed Slabs and Hollow block Slabs

٦-٥-٢-١ عام:

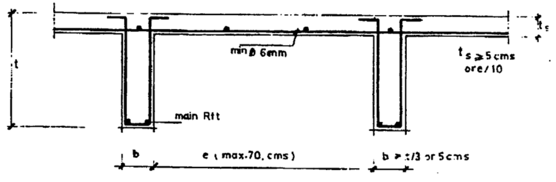
عند حساب البلاطات ذالت القوالب المفرغة لا تعتبر هذه القوالب فعالة استاتيكياً.

يجب أن توفى الإشتراطات التالية الخاصة بالأبعاد : شكل (٦-٤)

١- لا تزيد المسافة الخالصة بين الأعصاب (e) عن ٧٠ سم.

٢- لا يقل عرض الأعصاب (b) عن ٥سم أو ثلث العمق (t) أيهما أكبر.

٣- لا تقل سمك بلاطة الضغط (ts) عن ٥سم أو عشر المسافة (e) أيهما أكبر.



شكل (٦-٤) مقطع وأبعاد البلاطات ذات الأعصاب أو ذات القوالب المفرغة

يجب أن تتحمل البلاطة وحدها بأمان الأحمال المركزة التى قد تؤثر على البلاطة بين الأعصاب.

٦-٥-٢-٢ البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاه الواحد:

-لاتقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على الأعصاب فى المتر عن القيم المعطاه فى البند (٦-٣-١-١٠). وتكون أقل كمية لأسياخ التوزيع فى البلاطة (موازياً للإعصاب) هى ٣ ϕ ٦ مم/المتر على أن يوضع سيخ قطر ٦ مم بين كل عصبين شكل (٦-٤)

إذا كان الحمل الحى أصغر من أو يساوى ٣٠٠ كجم/م^{٢} وكانت البحور أطول من ٥,٠٠ م يجب أن تزود البلاطة بعصب عرضى واحد على الأقل عند منتصف البحر ويجب ألا يقل المقطع والتسليح السفلى لهذا العصب العرضى عنهما في الأعصاب الرئيسية ويكون تسليحه العلوى نصف تسليحه السفلى على الأقل.

-وإذا زاد الحمل الحى على ٣٠٠ كجم/م^{٢} وكنت البحور تتراواح بين ٤,٠٠م و ٧,٠٠م تزود البلاطة بثلاثة أعصاب عرضية وتكون هذه الأعصاب العرضية بنفس الأبعاد والتسليح المذكور فيما سبق.

٦-٥-٢-٣ البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاهين:

هناك حالتان:

أ – كمرات بنفس سمك البلاطة (كمرات مدفونة) وتصمم بنفس طريقة تصميم البلاطات اللاكمرية أو باتباع الطريقة الموضحة في البند التالى (ب).

ب- كمرات جاسئة بسمك أكبر من سمك البلاطة.

يوجد نوعان من هذه البلاطات:

١- النوع الذى تكون فيه للأعصاب بلاطات ضغط كاملة وفى هذه الحالة توزع الأحمال فى كلا الإتجاهين باستخدام المعاملات فى جدول (٦-٢)، ولا تقل أسياخ التوزيع في بلاطة الضغط عن ٣ ϕ ٦ مم فى المتر فى كل إتجاه.

٢- النوع الذى تكون فيه للأعصاب بلاطات ضغط غير كاملة أى أن مقطع الأعصاب على شكل (T) ذات شفة ضغط محدودة العرض وفى هذه الحالة

توزع الأحمال فى كلا الإتجاهين باستخدام المعاملات المبينة فى جدول (٦-٣).

٦-٥-٢-٤ ملاحظات

تطبق الملاحظات التالية فى كل من البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاه الواحد أو فى الإتجاهين:

- تعامل قوى القص فى الأعصاب وفقاً للبندين (٦-٣-١-١)،(٦-٣-١-٧).
- تكون أجزاء البلاطات المستمرة عند الركائز صماء وذلك لمقاومة العزوم الحانية السالبة وقوى القص.
- لتحديد البحور الفعالة والعزوم الحانية فى البلاطات المستمرة يرجع إلى البند (٦-٢-١-١),(٦-٢-١-٣)
- يكون أقل عرض الإرتكاز فوق حوائط الطوب أو الحجر هو ١٥ سم.

فى حالة البلاطات ذات القوالب المفرغة بسيطة الإرتكاز لا يسمح بامتداد القوالب المفرغة فوق الركائز بل تكون البلاطة مصمتة لمقاومة قوى القص.

جدول (٦-٣) قيم المعاملات(α) ، (β) المناظرة لقيم(r)

للبلاطات ذات الأعصاب والتى تكون فيها شفة الضغط غير كاملة

r	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	0.500	0.595	0.672	0.742	0.797	0.834	0.867	0.893	0.914	0.928	0.941
β	0.500	0.405	0.328	0.258	0.203	0.166	0.133	0.107	0.086	0.072	0.059





الباب السادس

البلاطات المسطحة

fLAT SLABS



البلاطات المسطحة

FLAT SLABS

(٤-١)تعريف:

البلاطة المسطحة هى بلاطة بدون أية كمرات وهى تسمى أيضاً بالبلاطات اللاكمرية، فهى تتحمل مباشرة على الأعمدة بواسطة رؤوس مفلطحة للأعمدة .

ويمكن لهذا النوع أن يكون به بواكى ساقطة drop panels او بدون بواكى ساقطة .

والبلاطات المسطحة تشمل أنواع البلاطات المسطحة المصمتة والبلاطات المسطحة ذات العصاب والبلاطات المفرغة بالبلوكات او بدون بلوكات .

(٤-٢) المزايا والفوائد :

١- البلاطات المسطحة تعطينا شكلاً معمارياً جميلاً لاستواء سطحها وكذلك تعطى توزيع الضوء أفضل .

٢-غياب الكمرات الحاملة يقلل من الارتفاع الكلى للمبنى ويعطى ارتفاع صافى أكبر .

٣- التقليل من مخاطر دمار الحريق نظراً لعدم وجود زوايا بين البلاطة والكمرات الحاملة. ويكون تثبيت رشاشات المياه الأوتوماتيكية لمقاومة الحريق أسهل وابسط وكذلك لا يوجد فى هذه الحالة أى اعتراض لمسار رش من الكمرات الساقطة .

٤- التهوية والتكييف للمكان اسهل لعدم وجود كمرات .

(٤-٣) التكلفة الاقتصادية:

١- البلاطات المسطحة (للأحمال الحية العادية أقل من ٤٠٠كجم/م^{٢}) ليست حلا اقتصاديا وذلك لأن نسبة حديد التسليح تكون عالية

نسبة حديد التسليح فى البلاطات المسطحة ≤ ١٦٠كجم/م^{٣}

نسبة حديد التسليح فى البلاطات الكمرية ≤ ١١٠ كجم / م^{٣}.

٢- للأحمال الحية اكبر من ٥٠٠ كجم / م٢ يكون نظام البلاطات المسطحة أوفر اقتصاديا من البلاطات الكمرية.

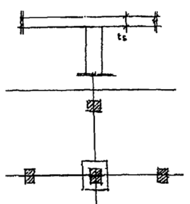
٣- البلاطات المسطحة لها نظام شدات Form work ابسط.

٤- لذلك توفر وقت الشدات وتعطى نظام شدات أقوى .

٥- فى المنشآت العالية فإن نظام الشدات هو أهم عامل فى التكلفة الاقتصادية لذلك فإن نظام البلاطات المسطحة غالباً هو أحسن نظام لأى مبنى عالىHigh Rise Building .

(٤-٤) الأنواع المختلفة للبلاطات المسطحة

١ - بلاطة مسطحة عادية:



عبارة عن بلاطة محملة مباشرة على الأعمدة

-استخدامها:

عندما يكون الحمل الحى أقل من ٥٠٠كجم/م٢ أكبر بحر للبلاطة أقل من ٥,٠٠م

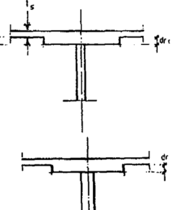
سمك البلاطة يكون أكبر من ١٥ سم .

للبواكى الخارجية $t_s = lav ./ 32$

للبواكى الداخلية $= lav./ 36$

ملاحظة : المساحة المظللة تتحمل مباشرة على العمود (c)

٢-البلاطة المسطحة ذات بواكى السقوط.



تستخدم عندما يكون من الضرورى زيادة سمك البلاطة أعلى رأس العمود لمقاومة كل من إجهاد الأختراق Punch stress وكذلك العزوم السالبة ولتقليل

حديد التسليح .

وهذا عادة يحدث عندما يكون الحمل الحى أكبر من ١٠٠٠كجم / م٢ وتكون البحر الأكبر أكبر من ٦,٠٠ متر.

البواكى الساقطة يمكن استخدامها مع مراعاة الشروط التالية.

١- سمك السقوط اسفل البلاطة يجب الا يقل عن ١/٤ سمك البلاطة .

٢- بواكى السقوط يجب أن تمتد على الأقل مسافة ١/٦ البحر فى الاتجاه المغتبر على الا تزيد عن ١/٤ البحر القصير $\frac{L_1}{6} < x < \frac{L_{min}}{4}$

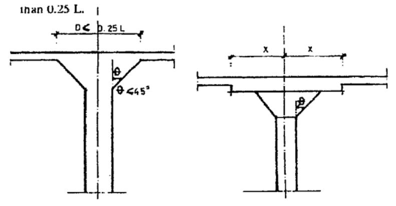
٣- البلاطات المسطحة برووس الأعمدة

(يتجان الأعمدة) لتقليل سمك البلاطات المطلوبة لمقاومة اجهادات الاختراق Punching stress يمكن للمصمم استخدام رؤوس (تيجان) الأعمدة هذا النوع يستخدم عادة عندما يكون الحمل الحى اكبر من ٦٠٠ كجم/م٢ واكبر من ٦,٠٠متر .

وعندما نستخدم تيجان الأعمدة فإن تيجان الأعمدة الداخلية واجزاء الأعمدة الخارجية التى تقع داخل المبنى يجب أن تستوفى الشروط التالية :

١- زاوية اكبر ميل للتاج يجب الا تزيد عن ٤٥ درجة على الاتجاه الرأسى.

٢- القطر المؤثر D الداخل فى الحسابات للتصميم يجب الا يزيد عن ٠,٢٥ ل (البحر).



حيث يكون العمود وتاج العمود ليسوا بقطاع دائرى فإن الرمز بالقطر يستخدم للأشارة الى قطر أكبر دائرة يمكن أن ترسم داخل قطاع أو تاج العمود .

٤- البلاطة المسطحة ذات كل من تيجان الأعمدة وبواكى السقوط:

يستخدم هذا النوع عندما يكون الحمل الحى اكبر من ١٥٠٠كجم/م٢ والبحور أكبر من ٦,٠٠ متر.

وفى جميع الحلول السابقة فإن الشروط التالية يجب أن تستوفى فى التصميم:

يجب أن يكون سمك البلاطة المسطحة اكبر من أو يساوى ١٥سم

أو (Lav/32) فى حالة عدم وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى الخارجية.

أو (Lav /36) فى حالة عدم وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى الداخلية.

أو (Lav/36) فى حالة وجود بواكى ساقطة وتكون هذه النسبة للبواكى الخارجية.

أو (Lav/40) فى حالة عدم وجود بواكى سقوط وتكون هذه النسبة للبواكى الداخلية.

سمك سقوط الباكية يجب أن يكون أكبر من أو يساوى ($t_s/4$) واقل من.($t_s/2$)

وتكون الزاوية θ أقل من أو تساوى ٤٥° (الزاوية الأكبر منها لن تكون مؤثرة فى التصميم)

اصغر أبعاد للأعمدة:

$$t\ (\text{column}) \geq 30\ \text{cms if circular}\ \phi \leq 30\ \text{cms}$$

أقل بعد العمود ٣٠ سم وأقل قطر للعمود المستدير ٣٠سم.

أو أكبر من أو يساوى (h/15) حيث h = ارتفاع الدور

أو أكبر من أو يساوى (L/20) حيث L المسافة بين محاور الأعمدة (فى نفس الاتجاه)

الأجهادات الرئيسية (Main stresses) :

١- اجهادات العزوم:

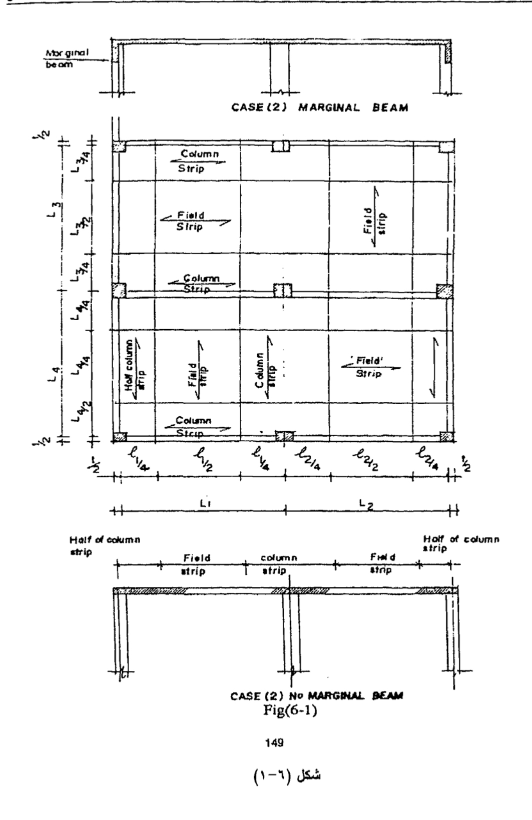
لمقاومة مثل هذه الإجهادات يجب تقسيم البلاطة المسطحة الى شرائح أعمدة Column strips وشرائح وسط Field strips ويمكن للمصمم لتبسيط المسئلة اعتبار ان شريحة الأعمدة تمثل الكمرة وشريحة تمثل البلاطة.

أو يمكنك أن تتخيل أن جميع شرائح الأعمدة وشرائح الوسط تمثل مجموعــــة كمرات متقاطعة Paneled beams or grid مع بعضها وتعمل متعاونة مع بعضها لتحمل الأحمال الى الأعمدة والان يظهر السؤال الآتى: كيف يمكننا تقسيم البلاطة المســطحة الى شرائح أعمدة وشرائح وسط؟ الإجابة: كما هو موضح فى الشكل (٦-١)

عند تقسيم البلاطة الى شرائح أعمدة وشرائح وسط يمكنك أن تضـــع كمــرة خارجية حول المحيط الخـــارجى للبلاطـــة كلهـــا وتســـمى هـــذه الكمـــرة (الكمـــرة الطرفية) Marginal beam ولذلك فيكون لدينا حالتين من البلاطات المسطحة.

١- بلاطة مسطحة بكمرة طرفية.

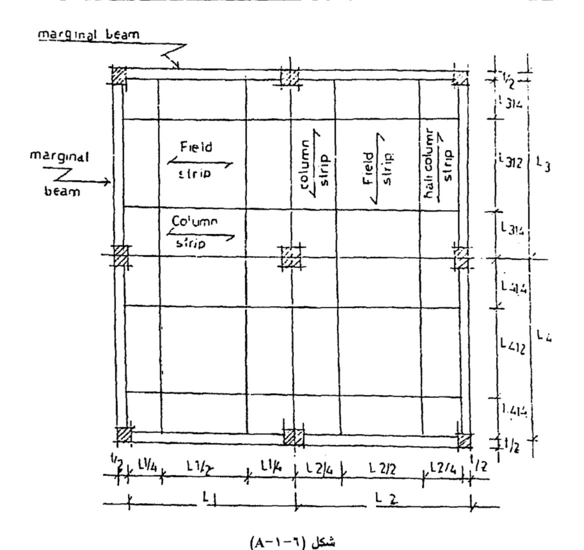
٢- بلاطة مسطحة بدون كمرة طرفية.



Fig(6-1)

149

شكل (٦-١)



شكل (٦-١-A)

ملاحظة:

عندما يكون لديك باكية سقوط فإن عرض شريحة العمود يجـــب أن تكـون مساوية لعرض باكية السقوط ويجب أن يكون عرض باكية السقوط (B) لا يزيد عـــن ٠,٥٠ل (حيث ل هى المسافة بين محاور الأعمدة فى الاتجاه القصير.

وعادة نأخذ عرض باكية B = ٠,٤ ل

ويكون عرض باكية شريحة الوسط يساوى بقية طول الباكية الكلية (ما بيـــن محاور الأعمدة).

وأقل عرض لباكية السقوط B = ٠,٣٣ ل

(حيث ل المسافة بين الأعمدة فى نفس الاتجاه).

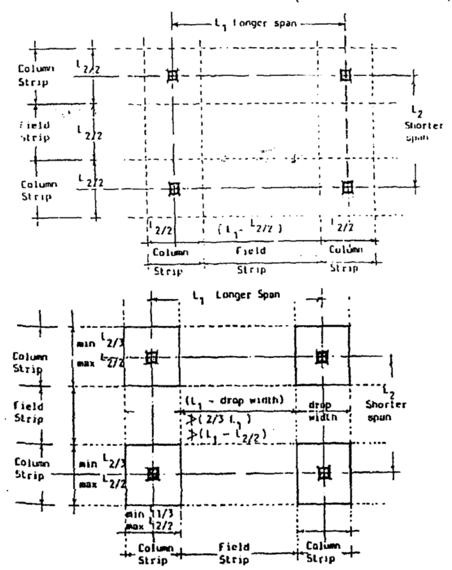
نص الكود المصرى للخرسانة المسلحة ١٩٩٥ (E.C.O.P) :

المادة (6-2-6-2 – e) :

البواكى يمكن أن تقسم الى الشرائح الآتية (شكل ٦-٦ الكود)

١- شريحة عمود بعرض = نصف البحر القصير (min/2) ما عدا فى حالة وجود باكية سقوط حيث شريحة العمود عرضها يساوى عرض باكية السقوط.

٢- وسط حيث عرضها يساوى الفرق بين البحر الباكية وعرض شريحة العمود (او عرض باكية السقوط).

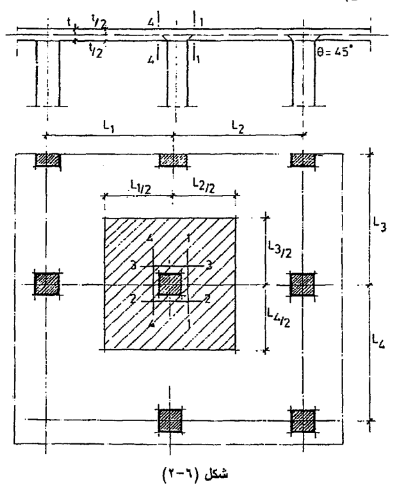


٢- إجهادات القص أو الأختراق

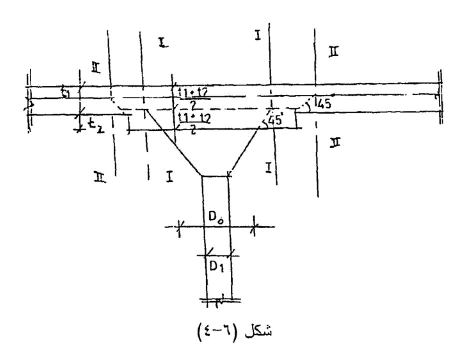
Shear Stresses or punching

فى الحالات العادية حيث يكون الحمل الحى أقـــل أو يســاوى ٤٠٠كجــم/م٢ و البحور أقل من ٦,٠٠ متر فإن جهد القص أو الاختراق ســوف يكــون أمنـــا Safe ويمكن مقاومته اقتصادياً فقط بواسطة سمك البلاطة المسطحة .

الاختراق معناه إجهاد القص الكلى على جميع القطاعـــات المشــرخة علـــى العمود. هذه القطاعات هى القطاع ١-١، قطاع ٢-٢ ، قطاع ٣-٣ ، قطاع ٤-٤ كما هو موضح بالشكل (٦-٢) و الذى نحصل عليها بالخطوط المائلـــة بزاويــة θ= ٤٥° (على الخط الأفقى).



شكل (٦-٢)



شكل (٦-٤)

القطاع I-I و القطاع II-II سوف يصبحوا هم القطاعات الحرجة للقص والاختراق.

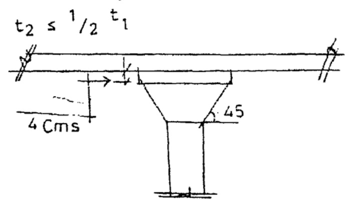
$$D_o \leq 0.25L, t_2 \leq \frac{1}{2} t_1$$

$$\theta \leq 45^\circ$$

ملاحظة هامة : (Bs 8110).

فى الكود الأنجليزى والكود الأمريكى (ACI) فإنه من المستحسن أن نـأخذ ٤ سم سقوط رأسى أسفل البلاطة المسطحة واعلى تاج العمـود كمـا هـو موضـح بالشكـل (٦-٤-أ).

(هذا فى حالة استخدام تيجان الأعمدة فقط مع البلاطات المسطحة).



طرق التصميم :

من أكبر مساوئ الأسقف ذات البلاطات المسطحة هو أنه لا يوجد أى تحليـل نظرى وافى من خلاله يمكن تصميمها بدقة ويمكننا تسميته حل أكيد exact solution.

وهناك أربع طرق لتصميم البلاطات المسطحة.

١-نظرية المرونة.

٢-طريقة الكود التقريبية العملية.

٣-طريقة الإطارات المستمرة.

٤-طريقة التصميم باستخدام نظرية خطوط كسر الخضوع (Yield line method)

وهذه الطريقة لا تستوفى شروط التحكم فى عرض الشروخ فى جهة الشد فى البلاطات المعرضة لظروف بيئية من الدرجة الثالثة أو الرابعة طبقاً للبند (٤-٣-٢٤-هـ) فى الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦.

فى حالة البلاطات المسطحة ذات الأعمدة لمرصوصة فى خطـوط مسـتقيمة باختلافات لا تزيد عن ١٠٪ من طول الباكية والمتعامدة الموجودة على الاتجاه الأخر فإنه يمكننا التصميم طبقاً للطريقتين الأتيتين:

١-التصميم بطريقة الإطارات المستمرة الموجودة فى البند (٦-٢-٦-٤).

٢-التصميم باستخدام طريقة الكود التقريبية الموضحة فى البند رقم (٦-٢-٦-٥) فى الكود المصرى لعام ١٩٩٦.

فى الصفحات التالية ، سوف نناقش ونشرح الطرق التالية لتصميم البلاطـات المسطحة.

١-طريقة التحليل الفرضى للكود المصرى لعام ١٩٩٦.

٢-طريقة الإطارات المستمرة.

٣-طريقة التحليل بإستخدام طريقة خطوط الكسر

١) طريقة التحليل الفرضى للبلاطات المسطحة للكود المصرى لعام ١٩٩٦: Empirical code method :

أ) يمكننا تطبيق هذه الطريقة عندما نستوفى الشروط التالية:

١-يوجد ثلاثة بواكى مستطيلة على الأقل فى كل اتجاه متساوية السمك تقريباً.

٢-طول كل باكية بالنسبة لعرضها يجب الا يزيد عن ٤ : ٣ $L1 / L2 \leq 1.33$

٣-أطوال أو عروض أى باكيتين متجاورتين فى السلسلة يجب الا يختلف بأكثر من ١٠٪ من أكبر طول أو أكبر عرض.

$$i.e. L_3 / L_1 \leq 1.10$$
$$and\ L_1 \leq L_3\ or\ L_3 \geq L_1$$

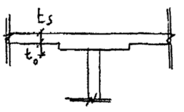
أى أن البحور الداخلية يجب أن تكون أكبر من البحور الخارجية.

٤- عندما تختلف البحور المتجاورة يجب أن يؤخذ الطول المستخدم فى حسابات العزوم هو طول أكبر بحر.

٥- إذا كان هناك بواكى سقوط فيجب أن يكون طولها فى كل اتجاه لا يقل عن ٣/١ طول الباكية فى نفس الاتجاه.

للبواكى الخارجية فإن عرض السقوط فى اتجاه عمودى على الحافة الغير مستمرة المحسوب من محور العمود يجب الا يزيد عن ٦/١ طول الباكية فى هذا الاتجاه (يمكن الرجوع الى الشكل (٦-٢-أ).

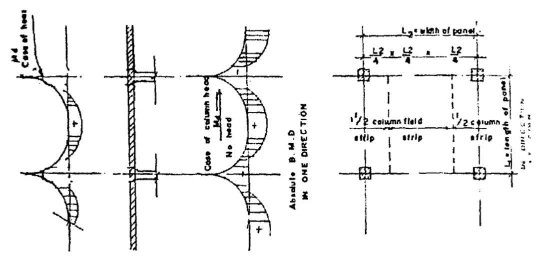
٦- سمك السقوط (to) يجب أن لا يزيد عن نصف سمك البلاطة ولا يقل عن ٤/١ سمك البلاطة.



ب) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء للبلواكى الداخلية الكاملة الاستمرارية سوف تكن كالتالى:

١-العزوم الموجبة تكون فى منتصف بحور الكمرات.

٢-العزوم السالبة تكون على حرف الباكية على الخط الرابط بين محـــاور الأعمـــدة وحول المحيط الخارجى لتيجان الأعمدة.



ج) عزوم الأنحنا المحسوبة بالأسلوب السابقة يتم تقسيمها بين شرائح العمود الوســـط كما هو موضح بالجدول التالى:

حيث:

$$M = \frac{WL_2}{8}(L_1 - \frac{2D}{3})^2$$ معادلة الكود المصرى رقم (٦-١٨)

L_1 = طول الباكية فى الاتجاه المعتبر

L_2 = طول الباكية فى الاتجاه العمودى

الشريحة	نوع الارتكاز الطرفى *	الباكية الخارجية		الباكية الداخلية	
		عزم سالب	عزم موجب	عزم سالب	عزم موجب
شريحة العمود	أ	٤٠	٣٠	٤٥	٢٥
	ب	٣٠			
شريحة الوسط	أ	١٠	٢٠	١٥	١٥
	ب	٢٠			

جدول (٦-٥)

توزيع العزوم الحانية فى بواكى البلاطات المسطحة كنسبة مئوية من (M)

★ أنواع الارتكاز الطرفية

الحالة (أ) : لا توجد كمرات طرفية

الحالة (ب) : توجد كمرات طرفية بعمق كلى ≤ ٣ مرات عمق البلاطة المسطحة.

ملاحظة (١):

إذا كانت شريحة العمود بعرض يساوى عرض باكية السقوط لذلك فإن عرض شريحة الوسط يتم زيادتها لتصبح قيمتها اكبر من نصف عرض الباكية وعزوم الانحناء فى شريحة الوسط سوف تزداد بنفس القيمة وعزوم الأنحناء فى شريحة العمود سوف تقل.

وعلى كل فإن مجموع كل من عزوم الانحناء فى شريحة العمود و شريحة الوسط يجب الا يقل عن مجموع عزوم الانحناء الموجب (أو السالب) الذى تقاومه كل من شريحة العمود وشريحة الوسط مع بعضهما (يتساوى مع مجموع كل منهما على حدة موجب مع موجب وسالب مع سالب) .

أى أنه لا يوجد أى تخفيض للعزم الموجب الكلى أو العزم السالب الكلى المقاوم بواسطة كل من شريحة الوسط وشريحة العمود.

ملاحظة (٢):

إذا كانت الباكية الخارجية اقل فى الطول من الباكية الداخلية فيجب تعديل عزوم الانحناء طبقاً لهذه الحالة .

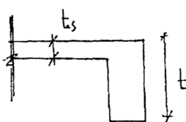
د- فى حالة احمال حية ثقيلة فإن عزوم الانحناء السالبة عند منتصف البحور للباكيات الداخلية يجب الا تقل عن القيم الأتية :

$$M^{-ve}\ (\text{شريحة العمود}) = [g-(2/3)P](L_2/40)L_1-(2/3)D]^2$$

C.E (6-19-a)

$$M^{-ve}\ (\text{شريحة الوسط}) = [g-(2/3)P](L_2/100)L_1-(2/3)D]^2$$

C.E (6-19-a))



هـ - تأثير الكمرة الطرفية.Marginal Beams

١- حالة وجود كمرة طرفية معتبرة.

إذا كان $3\ t_2 \geq t$

أ- تكون عزوم الانحناء فى نصف شريحة العمود المجاورة للكمرة تساوى ٠,٢٥ القيمة الموجودة فى الجدول السابق (٦-٥).

ب- الحمل الكلى المحمل على الكمرة سوف يساوى الأحمال الكلية المنقولة مباشرة لهذه الكمرة (مثال وزنها الذاتى واحمال الحوائط) بالإضافة الى حمل منتظم التوزيع uniformly distirbuted load يساوى ٠,٢٥ الحمل الكلى على باكية البلاطة المسطحة المجاورة لهذه الكمرة .

٢- حالة عدم اعتبار وجود الكمرة الطرفية :

إذا كانت ($t < 3\ t_s$)

فإن عزم الانحناء فى نصف شريحة العمود سوف يساوى نصف القيمة الموجودة فى الجدول السابق .

و- عزوم الانحناء فى الأعمدة :

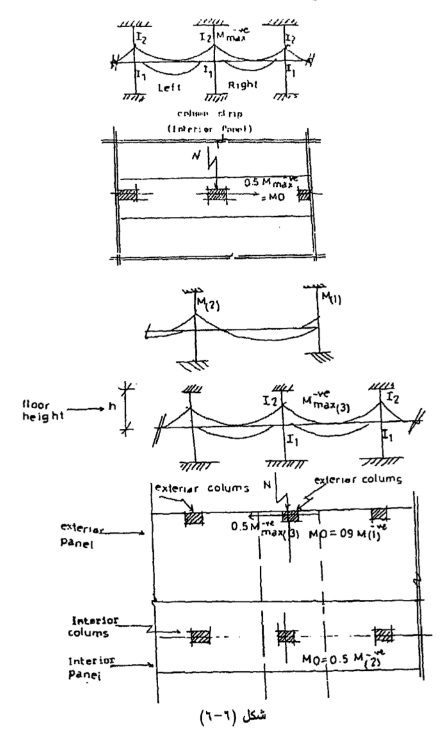
(أ) فى حالة الأعمدة الداخلية سوف تصمم لتحمل عزوم انحناء تساوى M_o

حيث $M_o = 0.5\, M_{max}^{-ve}$

(خمسون بالمائة من العزم السالب لشريحة العمود تحت الاعتبار)

(ب) فى حالة الأعمدة الخارجية:

يجب ان تصمم لتحمل عزوم الانحناء المساوية ٩٠٪ من العزم السالب لشريحة العمود تحت الاعتبار.



شكل (٦-٦)

ملاحظات هامة:

١- هذه العزوم فى الأعمدة الداخلية والخارجية يجب أن يتم تقسيمها بين الأعمدة العلوية والسفلية بالنسبة والتناسب مع كزازتهم.

$$i.e M_o(upper) = M_O \frac{I_2}{I_1+I_2}$$

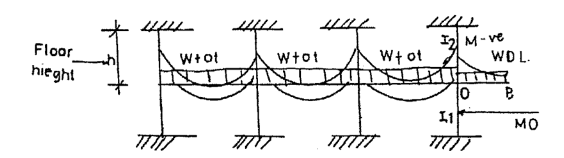
$$M_o(lower) = M_O \times \frac{I_1}{I_1+I_2}$$

فى الأعمدة الداخلية فإن الحمل المباشر المؤثر مع العـزم يمكـن تخفيضـة للسماح بتحميل باكية على جانب واحد فقط بالحمل الحى والآخر بدون حمل حى .

i.e Ninterior = $N_{total} - N_{LL}$

(لليمين أو اليسار).

٢- فى حالة الأعمدة الخارجية المحملة بإجزاء من البلاطات والحوائط على أنهـا احمال كوابيل فإن عزم التصميم للعمود يمكن تخفيضه بقيمة العـزم المتولـد نتيجة الحمل الميت من الجزء الكابولى.



M_0 (العمود) $0.9(M^{-ve}_{max})$ - M^{-ve}_{oB} dead load

$$M_o(lowerColumn) = M_o(Column) \times \frac{I_1}{I_1+I_2}$$

٣- كما لاحظت فإن جميع اعمدة البلاطات المسطحة سـوف تتعـرض لعـزوم مزدوجة biaxial B.M. (M_x) , (M_y) ولكن ليسوا فى نفس الوقت .

أى أننا لدينا حالتين تحميل لتصميم العمود .

الحالة الأولى :

$N + M_x$

حيث $N = L.L. + D.L$ = من جهة و احدة للعمود تحت الاعتبار

الحالة الثانية :

$N + M_y$

أو N كلية (= مجموع L.L + D.L.)

$+ M = \frac{N.t}{10}$

حيث $e_{min} = \frac{t}{10}$

٤- فى أى طريقة لتصميم البلاطات المسطحة فيجب على المصمم أولا فحص اجهادات القص (الاختراق punching stress) كما تم شرحه سابقاً.

ملاحظة :

تسليح تاج الأعمدة :

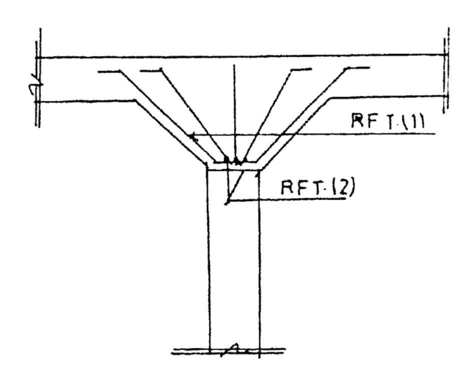
يوجد نوعين من التسليح الرئيسى لتاج العمود كما هو موضح بالشكل السفلى.

يجب أن يكون النوعين كافيين لمقاومة B.M العزوم بأمان تام من أسوأ حالات التحميل المعرض لها العمود.

أدنى نسبة لحديد التسليح فى تاج العمود تكون كالتالى:

أ- بالنسبة لتاج عمود مستطيل:

مساحة حديد التسليح = ٢٥/١ من مساحة التسليح السالب للمتر الطولى من شريحة العمود تحت الاعتبار مضروبة فى الطول العمودى للباكية العمودية على هذا التسليح .



ب- لتيجان الأعمدة المستديرة

فإن مجموع التسليح (2) Rft ، Rft (1) الحاصلين عليهما بالطريقة عالية يجب أن يتم توزيعه حول المحيط الخارجى لتاج العمود .

يرجع للمثال المحلول

٣- نقل العزوم السالبة من البلاطة الى الأعمدة:

Transfer of – ve moments from flat slab to columns

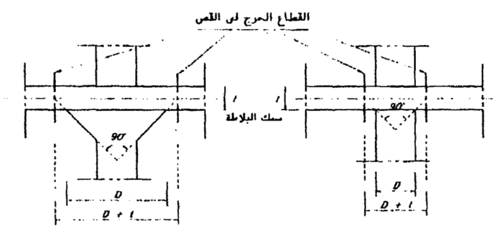
يتم الرجوع الى البند (٦-٢-٦-٧) من الكود المصرى لعام ١٩٩٦ للخرسانة المسلحة والمبين فى صفحة (١٩٥) من هذا الكتاب من الصفحات التالية .

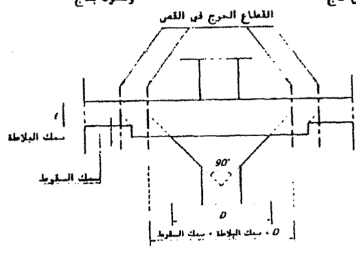
٤- وفيما يلى ننقل للقارئ نصوص الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦ الخاصة بالبلاطات المسطحة اعتباراً من البند (٦-٢-٦) الى أخر البند من الصفحة ١٣٠ الى صفحة ١٤٥وذلك حتى يسهل على القارئ الالتزام بها فى التصميم ومتابعة الإمثلة المحاولة التى سوف يتم عرضها فى هذا الكتاب فيما بعد هذا النص .

٦-٢-٦ البلاطات المسطحة (البلاطات اللاكمرية)

٦-٢-٦-١ عام:

يقصد عموماً بالبلاطات المسطحة البلاطات اللاكمرية الصماء من الخرسانة المسلحة أما بسقوط أو بدونه والتى ترتكز على أعمدة إما برؤوس أو بدونها شكل (٦-٥-أ)، (٦-٥-ب)، (٦-٥-جـ) إما بتيجان أو بدونها وتكون هذه البلاطات بسقوط أو بدونه وتشمل البلاطات المصمته أو البلاطات ذات الفراغات الداخلية أو البلاطات ذات الأعصاب فى الإتجاهين ببلوكات أو بدونها.





شكل(٦-٥) القطاعات الحرجة فى القص للبلاطات المسطحة

الرموز

L_1 = طول الباكية فى إتجاه البحر تحت الإعتبار

L_2 = عرض الباكية فى إتجاه عمودى على إتجاه البحر تحت الإعتبار ويقاس L_2,L_1 من محاور الأعمدة.

L = المتوسط الحسابى للمقاسين (L_1,L_2)

D = قطر رأس العمود أو قطر أكبر دائرة يمكن رسمها داخل مقطعه

w = الحمل الكلى لوحدة المساحة من الباكية = حمل التشغيل عند التصميم بطريقة المرونة ويساوى الحمل الأقصى عند التصميم بطريقة الحدود

t = السمك الكلى للبلاطة

d = العمق الفعال

٦-٢-٦-٢ أدنى أبعاد

أ- أدنى سمك البلاطة

يجب ألا يقل السمك الكلى (t) للبلاطة بأى حال عن أكبر القيم التالية:

١- ١٥ سم

٢- L/٣٢ للبواكى الطرفية التى بدون سقوط.

٣- L/٣٦ للبواكى الداخلية المستمرة بالكامل بدون سقوط أو للبواكى الطرفية التى لها سقوط.

٤- L/٤٠ للبواكى الداخلية المستمرة بالكامل والتى لها سقوط.

ب- أدنى سمك للأعمدة

يجب ألا يقل قطر العمود مستدير المقطع أو طول أى من جانبى العمود مستطيل القطاع بأى حال عن أكبر القيم التالية:

١- 1/20 من طول الباكية فى الإتجاه تحت الإعتبار.

٢- 1/15 من ارتفاع الدور الكلى

٣- ٣٠ سم

جـ - أدنى أبعاد لتيجان الأعمدة

فى الحالات التى تزود فيها الأعمدة بتيجان يجب أن تحقق المتطلبات التالية بالنسبة لتيجان الأعمدة الداخلية وكذا أجزاء تيجان الأعمدة الخارجية الواقعة فى حدود المبنى:

١- يجب ألا تزيد زاوية أقصى ميل للتاج على ٤٥° مع الإتجاه الرأسى.

٢- يجب ألا يزيد القطر الفعال D الذى يعتبر فى التصميم على L/4 إذا كان مقطع العمود أو رأسه غير دائرى فيقتصر بكلمة قطر فى هذا البند قطر أكبر دائرة يمكن رسمها داخل المقطع .

د. تحديدات لبلاطة السقوط :

فى الحالات التى يتطلب فيها زيادة سمك البلاطة فوق رؤوس الأعمدة بغرض مقاومة عزوم الإنحناء السالبة وتقليل صلب التسليح فيجب ألا تقل أبعاد السقوط عن الشروط التالية :

١- يجب ألا يقل سمك السقوط أسفل البلاطة عن ربع سمك البلاطة .

٢- يجب أن يمتد السقوط لمسافة سدس طول الباكية على الأقل فى نفس الإتجاه مقاساً من محاور الأعمدة بحيث لا يتعدى ربع البلاطة ذات البعد الأصغر .

هـ - يفترض تقسيم بواكى البلاطات المسطحة إلى شرائح كما يلى شكل (٦-٦):

- شريحة عمود ويؤخذ عرضها مساوياً لنصف عرض الباكية ذات البعد الأصغر إلا فى حالة إستخدام سقوط فيؤخذ عرضها مساوياً لعرض بلاطة السقوط.
- شريحة وسط وتساوى الفرق بين عرض الباكية وعرض شريحة العمود أو بلاطة السقوط.

٦-٢-٦-٣- التحليل الإنشائى

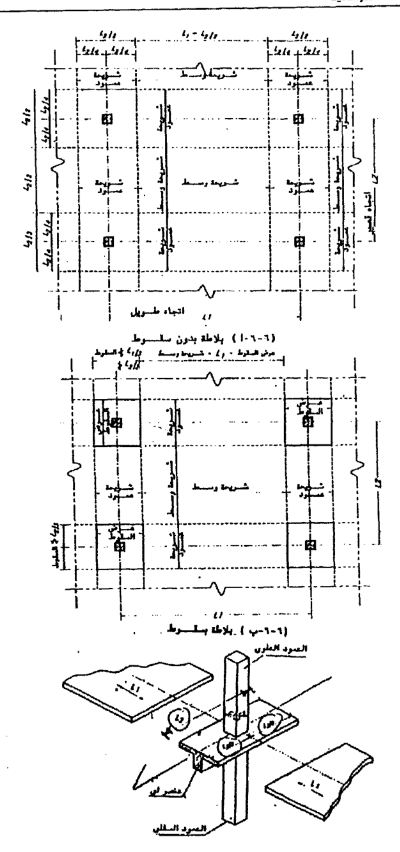
أ- يمكن تحليل البلاطات المسطحة طبقاً لنظرية المرونة كما يجوز استخدام طريقة خطوط الكسر بشرط تحقيق نسبة العزوم السالبة إلى العزوم الموجبة طبقاً للفقرة (٦-٢-٣) ويلاحظ أن هذه الطريقة الأخيرة لا توفى شرط عرض

الشروخ فى أسطح شد البلاطات المعرضة لعوامل بيئية من القسمين الثالث والرابع طبقاً للبند (٤-٣-٢-٤-هـ) ولذا يجب عدم إستخدامها فى مثل هذا الحالات.

ب- البلاطات المسطحة التى تقع أعمدتها على خطوط مستقيمة أو يتجاوز لا يزيد عن ١٠٪ من طول الباكية ومتعامدة مع الإتجاه الأخر يمكن تصميمها طبقاً لأحدى الطريقتين التاليين:

١- كإطارات مستمرة باستخدام الطريقة المبينة فى بند (٦-٢-٦-٤).

٢- بالطريقة الفرضية المبينة فى بند (٦-٢-٦-٥).



(٦-٦-أ) بلاطة بدون سقوط

(٦-٦-ب) بلاطة بسقوط

٦-٢-٦-٤ تحليل البلاطات المسطحة كإطارات مستمرة

إذا لم تحلل البلاطات المسطحة بدقة طبقاً لنظريـــة المرونـــة فيمكـــن تحليلهـــا كمايلى:

أ- يعتبر المنشأ مقسماً طولياً وعرضياً إلى إطارات مكونة من صف من الأعمدة بعرض يساوى المسافة بين محاور البواكى.

- يمكن تحليل كل إطار مستمر كإطار مستقل مكون من شريحة من البلاطـــات والأعمدة مثبتة تثبيتاً كلياً ويؤخذ الحمل الميت والحى بالكامل فى كل إتجاه.

كما يجب وضع الحمل الحى فى المواضع التى تعطى أقصى إجهادات داخلية فى الأعضاء المختلفة للإطار.

وتؤخذ البحور التى تستعمل فى هذا التحليل مساويه للمســافات بيــن محــاور الأعمدة، كما يجب أخذ إختلاف الكزازة (Stiffness) لأعضاء الأطـــار فـــى الإعتبار.

- عند حساب كزازه الإنحناء للأعمدة يجب أخذ التأثير المجمع لكل من كـــزازه إنحناء العمود وكزازه اللى لعناصر اللى المتصلة مع العمود والمتمثلـــة فـــى الكمرات وأجزاء اللى الفعاله من البلاطة فى الإتجاه العمودى علـــى محـــور الإطار وفقاً للبند (٤-٢-٣-٢) وشكل (٤-١١). ويتم حساب كزازه إنحنـــاء العمود المكافئ K_{ec} وفقا للعلاقة التالية (شكل ٦-٦-جـ)

$$K_{ec} = \Sigma K_c/[1+(\Sigma K_c/K_t)] \qquad (6\text{-}18\text{-}a)$$

حيث ΣK_c مجموع كزازات العمود أعلى وأسفل منسوب البلاطه مـــع إعتبـــار العمود مثبـــت كليا عند الطرفين العلوى والسفلى.

K_t كزازة عناصر اللى وتحسب من العلاقة التالية:

$$K_t = 9E_c/L_2 \left(1-\frac{C_2}{L_2}\right)^3 \qquad (6\text{-}18\text{-}b)$$

ويتم تحديد قيم x،y وفقا للبند ٤-٢-٣-٤-٥.

$$C = \Sigma\,(1 - 0.63 \times / y] C \times {}^3 y / 3)$$

ب- تصمم البلاطه عند أى مقطع للعزوم الحانية المحسوبة كما سبق، إلا أنــــه لا يلزم إعتبار عزوم حانية سالبة أكبر من تلك الموجودة والمجاورة مباشرة لوجه العمود. تقسم العزوم الحانية التى وجدت باتباع الطريقة السابقة بين كل مـــن شرائح الأعمدة وشرائح الوسط بالنسب المبينة فى جدول (٦-٤).

جـ- عندما تؤخذ شريحة العمود مساوية لعرض السقوط ويزاد تبعاً لذلك عرض شريحة الوسط لقيمة أكبر من نصف عرض الباكية يجب زيادة العزوم التـــى تقاومها شريحة الوسط على القيم المبينة فى جدول (٦-٤) بالتناسب مع الزيادة فى عرضها. ويمكن حينئذ تخفيض العزوم التى تقاومها شريحة العمود عـــن القيم المبينة فى جدول (٦-٤) بحيث لا يكون هناك تخفيض فى العزوم الكلية الموجبة والكلية السالبة والتى تقاومها شريحة العمود وشريحة الوسط مع بعضها.

د - عند حساب الأحمال الرأسية تحسب جساءة البلاطات المسطحة على العرض الكلى للبلاطه (أى المسافة بين محاور الأعمده، أما فى حالة الأحمال الجانبيـــة فيؤخذ العرض الفعال عند حساب الجساءة مساوياً لعرض العمود مضافاً إليه مسافة ثلاث مرات سمك البلاطه على كل من جانبى العمود وبشرط ألا يزيـــد العرض الفعال عن ثلث المسافة بين محاور الأعمدة.

جدول (٦-٤) توزيع العزوم الحانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط (فى بواكى البلاطات المسطحة المصممة كاطارات مستمرة)

نوع العزوم	توزيع العزوم الحانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الانحناء الفعلية السالبة أو الموجبة	
	شريحة العمود	شريحة الوسط
العزوم السالبة فى باكية داخلية	٧٥	٥
العزوم السالبة فى باكية خارجية	٨٠	٢٠
العزوم الموجبة	٥٥	٤٥

٦-٥-٦-٥ التحليل الفرضى (Empirical Analysis) للبلاطات المسطحة المعرضة لأحمال منتظمة التوزيع:

أ- حدود إستعمال الطريقة

تطبق هذه الطريقة فى حالة استيفاء الإشتراطات التالية:

١- أن تحتوى البلاطات المسطحة على مجموعة من البواكى المستطيلة ذات السمك الثابت تقريباً والمرتبة فى ثلاث صفوف على الأقل فى إتجاهين، متعامدين وعلى ألا تزيد نسبة طول الباكية إلى عرضها على ٤ إلى ٣.

٢- ألا تختلف أطوال وعروض أى باكيتين متجاورتين فى أية مجموعة بأكثر من ١٠٪ من أكبر طول أو عرض على ألا تختلف البحور المتباعدة عن بعضها فى المجموعة بأكثر من ٢٠٪ من البحر الأكبر، ويجوز أن تكون البحور الطرفية أقصر من البحور الداخلية ولا يجوز أن تكون أطول منها وفى حالة إختلاف البحور المتجاورة يجب دائماً أخذ طول البحر الأكبر فى حساب العزوم الحانية.

ب- المقاطع الحرجة للعزوم الحانية فى البلاطات المسطحة

البواكى الداخلية المستمرة تكون المقاطع الحرجة للعزوم الحانية كما يلى :

١- للعزوم الموجبة تكون على طول محاور البواكى.

٢- للعزوم السالبة تكون عند حدود البواكى على طول الخط الواصل بين مراكز الأعمدة وحول محيط رؤوس الأعمدة.

جـ- العزوم الحانية فى بواكى البلاطات المسطحة

تحسب قيمة العزم الحانى (M) فى كل من إتجاهى الباكية من المعادلة التالية:

$$M = (wL_2/8)\,[\,L_1 - (2D/3)]^2 \qquad (6\text{-}19\text{-}a)$$

ثم تقسم قيمة (M) بين شريحة الوسط وشريحة العمود فى الإتجاه تحت الإعتبار بالنسب المبينة فى جدول (٦-٥) مع مراعاة ما جاء بالبند (٦-٢-٦-٤-جـ)

جدول (٦-٥) توزيع العزوم الحانية فى بواكى البلاطات المسطحة كنسبة مئوية من (M)

الشريحة	نوع الارتكاز الطرفى*	الباكية الخارجية		الباكية الداخلية	
		عزم السالب	عزم موجب	عزم سالب	عزم موجب
شريحة العمود	أ	٤٠	٣٠	٤٥	٢٥
	ب	٣٠			
شريحة الوسط	أ	١٠	٢٠	١٥	١٥
	ب	٢٠			

أنواع الارتكاز الطرفية:

أ- بدون كمرات

ب- كمرات بعمق كلى يساوى أو أكبر من ثلاثة أمثال سمك البلاطة

د- العزوم الحانية السالبة فى منتصف البحور فى حالة الأحمال الحية الثقيلة:

فى حالة الأحمال الحية الثقيلة يجب ألا يقل العزوم الحانية السالبة فى منتصف البحور الداخلية عن القيم التالية:

$$M_{-ve} = [(g-(2/3)p)\ (L_2/40)]\ [L_1-(2/3)D]^2 \quad \text{............... (6-19-b)}$$

لشريحة العمود

$$M_{-ve} = [(g-(2/3)p)\ (L_2/100)]\ [L_1-(2/3)D]^2 \quad \text{............... (6-19-c)}$$

لشريحة الوسط

حيث P,g هما الحمل الدائم المنتظم والحمل الحى المنتظم على وحدة المساحات على التوالى.

هـ - العزوم الحانية فى الأعمدة:

١- تصمم الأعمدة الداخلية والخارجية لتقاوم عزوماً حانية تساوى ٥٠٪، ٩٠٪ على التوالى من العزم السالب فى شريحة العمود كما ورد فى جدول (٦-٥) وتقسم هذه العزوم بين الأعمدة العليا والسفلى بنسب كزازاتها (Stiffness)

وفى الأعمدة الداخلية يمكن إنقاص الحمل المباشر الذى يعمل مع العزم بإعتبار أن الباكية على أحد الجانبين خالية من الحمل الحى.

٢- فى حالة الأعمدة الخارجية الحاملة لأجزاء من الأسقف والحوائط كأحمال كابولية يمكن خفض العزوم الحانية فى الأعمدة كما حددت الفقرة السابقة بما يوزاى العزم الناتج من الحمل الميت على الجزء الكابولى.

٦-٢-٦-٦- العزوم الحانية فى البواكى ذات الكمرة الطرفية أو بدونها.

أ- عندما ترتكز البلاطة على كمرة طرفية بعمق كلى يساوى أو يزيد على ثلاثة أمثال سمك البلاطة يكون:

١- الحمل الكلى الذى تحمله الكمرة شاملاً الاحمال المباشرة عليها بالإضافة إلى حمل منتظم التوزيع يساوى ربع حمل الباكية الكلى.

٢- العزوم الحانية المؤثرة على نصف شريحة العمود المحاذية للكمرة مساوية لربع القيم المعطاة فى جدول (٦-٤) أو جدول (٦-٥).

ب- فى الأحوال العادية حيث لا توجد كمرة طرفية تكون العزوم الحانية المؤثرة على نصف شريحة العمود مساوية لنصف القيم المعطاة فى جدول (٦-٤) أو جدول (٦-٥).

٦-٢-٦-٧- نقل العزوم السالبة من البلاطة إلى الأعمدة

يتم نقل إجمالى العزوم السالبة فى البواكى الخارجية (شكل رقم ٦-٧-أ) أو فروق العزوم السالبة فى البواكى الداخلية بشكل رقم (٦-٧-ب) إلى الأعمدة حسب التوزيع التالى:

أ - جزء ينتقل مباشرة إلى الأعمدة بواسطة عزوم إنحناء حسب المعادلة

$$\gamma f = 1/[1+(2+3)\sqrt{(c_1+d)/(c_2+d)}] \quad \text{..................} \quad (6\text{-}20)$$

حيث:ذ

γ_f = معامل العزوم المنقولة بالانحناء

c_1 = مقاس رأس العمود المستطيل المكافئى لرأس العمود مقاساً فـــى إتجــاه البحر المسحوب فى إتجاه العزوم.

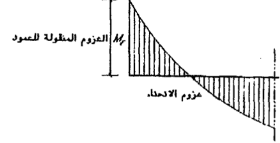
c_2 = مقاس رأس العمود المستطيل أو المستطيل المكافئ لرأس العمود فـــى الإتجاه العمودى

d = العمق الفعال للبلاطة.

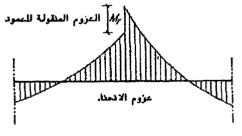
ويتم تركيز صلب التسليح المطلوب لمقاومة هذه العزوم فى العرض الفعال كما هو موضح بالشكل رقم (٦-٨).

ب- جزء ينتقل إلى الأعمدة بواسطة عزوم لى حساب المعادلة

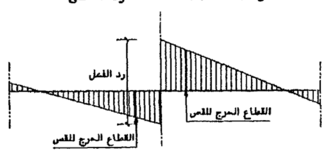
$$\gamma_q = 1 - \gamma_f \quad \text{.................................} \quad (6\text{-}21)$$



شكل (٦-٧-أ) لحالة عمود خارجى طرفى

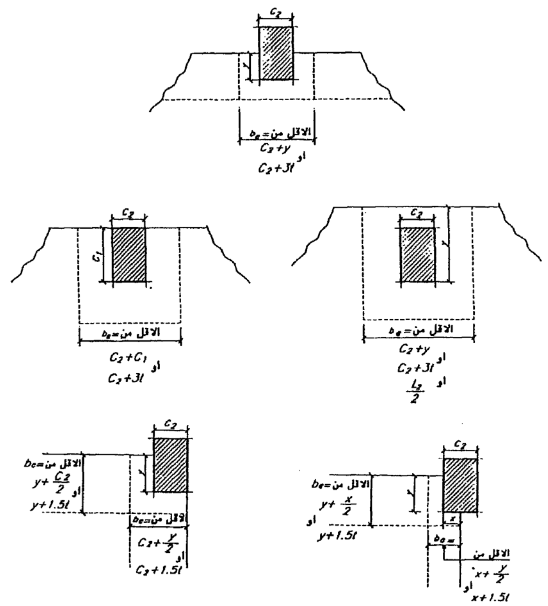


شكل (٦-٧-ب) لحالة عمود داخلى



شكل (٦-٧-جـ) قوى القص لحالة عمود داخلى

شكل (٦-٧) عزوم الانحناء وقوى القص المنقولة للأعمدة من شريحة العمود



شكل (٦-٨) عرض الشريحة الناقلة للعزوم *be* للحالات المختلفة

والذى ينتج عنه إجهادات قص بالثقب على المقاطع الحرجة الموضحة بالشكل رقم (٦-٩) والشكل رقم (٦-١٠) ويتم حسابها فى كلا الإتجاهين طبقاً للمعادلات الآتية:

إجهادات القص الناتج عن العزوم M_x

$$q_x = M_x \,.\, \gamma_{qx}\, C_{CB} / j_{cx} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6\text{-}22\text{-}a)$$

اجهادات القص الناتج عن العزوم M_Y

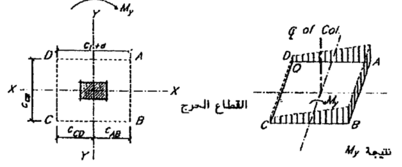
$$q_x = M_x \cdot \gamma_{qy} C_{AB} / j_{cy} \quad .... \quad (6\text{-}22\text{-}b)$$

وتضاف هذه الأجهادات إلى إجهاد القص بالثقب الناتج عن الأحمال الرأسية طبقاً للعلاقة (٤-٣١) بند (٤-٢-٢-٣) فى حالة التصميم بطريقة حالات الحدود أو بند (٥-٤-٣) فى حالة التصميم بطريقة المرونة حيث:

j_{cy} & j_{cx} عزوم القصور القطبى حول محورى x & y على الترتيب ويبين الشكلين (٦-٩)، (٦-١٠) اجهادات القص الناتجة عن عزوم M_y ويتم تحديد قيم j_{cy} كما يلى:

أ - بالنسبة للأعمدة الداخلية تكون قيمة j_{cy} كالآتى:

$$J_{cy} = (d(c_1+d)^3 /6) + (d^3 (c_1+d) / 6) + [d (c_1+d)^2 (c_2+d)] / 2 \;......... \quad (6\text{-}23)$$



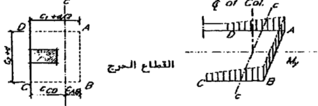
شكل (٦-٩) توزيع اجهادات القص الثاقب (عمود داخلى)

ب - فى حالة الأعمدة الطرفية تحسب j_{cy} من المعادلة:

$$J_{cy} = (d (c_2+d) C_{AB}^2) + (2/3)d\, C_{CD}^3 + (2\backslash 3)d\, C_{AB}^3 + (1/6) (C_1+0.5d)\, d^3 .... \quad (6\text{-}24)$$

حيث:

$$C_{AB} = (c_1+0.5d)^2 / [(c_2+d) + 2(c_1+ 0.5\, d)] \quad .... \quad (6\text{-}25)$$



شكل (٦-١٠) توزيع اجهادات القص الثاقب (عمود طرفى)

ويمكن الأستعناء عن تطبيق اشتراطات البند (٦-٢-٦-٧-١) والخاص بنقل العزوم السالبة من البلاطات إلى الأعمدة إذا توافرت الشروط التالية:

أ- للأعمدة الداخلية فى حالة توافر كل من الشرطين

١- الأحمال الحية التى لا تزيد عن ٤٠٠ كجم/م٢.

٢- تساوى البحور المتجاورة أو إختلافها بنسبة لا تزيد عن ٢٠٪.

ب- بالنسبة للأعمدة الخارجية فى حالة توافر أى من الشرطين

١- وجود كمرة طرفية جاسئة لا يقل عمقها عن ثلاثة أمثال سمك البلاطة.

٢- وجود بلاطة كابولية خارج الأعمدة بمسافة لا تقل عن ربع طول الباكية مقاساً من الوجه الخارجى للعمود ومحملة بنفس حمل البلاطة.

٦-٢-٦-٧-٢ طريقة مبسطة قوى القص الناتجة عن تأثير إنتقال عزوم الانحناء بين البلاطة المسطحة والأعمدة:

$$q = Q_t . B/U\ d$$

Q_t = قوى القص التصميمة المنقولة إلى العمود وعند تحميل البلاطه المجاورة له بكامل الحمل التصميمى لحالة الحد الأقصى.

B = معامل يعتمد على تأثير لا مركزية قوى القص ويؤخذ كما يلى.

$B = 1.15$ = فى حالة الأعمدة الداخلية

$B = 1.3$ = فى حالة الأعمدة الطرفية

$B = 1.5$ = فى حالة الأعمدة الركنية

U = طول محيط القطاع

٦-٢-٦-٨ ترتيب التسليح فى البلاطات المسطحة

يجب أن تسلح البلاطات المصمتة طبقاً للطرق السابقة فى إتجاهين وكما هو مبين فى شكل (٧-٤) بحيث تسلح كل شريحة بعرضها الكامل، مع مراعاة ماجاء فى البند (٧-٤).

٦-٢-٦-٩- تسليح تيجان الأعمدة:

مع مراعاة الإشتراطات الخاصة بالمسافات بين الأسياخ يجب أن تسلح تيجان الأعمدة بالأسياخ (١)، (٢) كالمبين فى شكل (٦-١١) التى تكون كافية لمقاومة

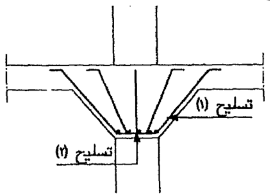
العزوم الحانية والناتجة من أسوأ أوضاع للتحميل بالإضافة إلى الأحمـــال المباشـرة المناظرة كما ورد فى بند (٦-٢-٦-٤) فقرة (أ) وبند (٦-٢-٦-٥) فقرة (هـ) ويجب ألا تقل المساحة الكلية لهذا التسليح فى كل إتجاه عما يلى:

١- عندما يكون مقطع رأس العمود مستطيلاً

(٠,٠٤) من مساحة التسليح السالب فى المتر لشريحة العمود فى البلاطة فـــى الاتجاه تحت الإعتبار مضروباً فى طول الباكية فى الإتجاه المتعامد على هـــذا التسليح.

٢- عند ما يكون مقطع رأس العمود مستديراً

يوزع مجموع التسليح (١)، (٢) المبين فى شكل (٦-١١) والســـابق إيجادهـــا للإتجاهات على محيط رأس العمود.



شكل (٦-١١) تسليح رؤس الأعمدة للبلاطات المسلحة المسطحة

٦-٢-٦-١ الفتحات فى البلاطات المسطحة:

أ- لا يسمح بعمل فتحات ضمن تيجان الأعمدة.

ب- يسمح بتشكيل فتحات فى المساحات المشتركة بين شـــرائح الوســـط بشـــرط تحقيق مايلى:

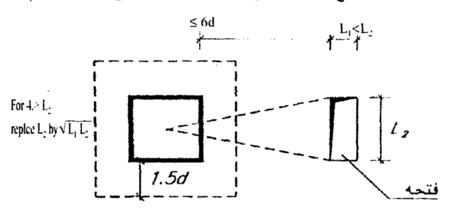
١- ألا يزيد أكبر بعد للفتحة عن 0.4L فى الاتجاه الموازى للمحور

٢- أن يعاد توزيع عزوم الانحناء التصميمة الكلية الموجبة والسالبة على باقى المنشأ بما يتلائم مع التغيير الحاصل نتيجة لوجود الفتحة.

ج- يسمح بتشكيل فتحات فى المساحة المشتركة بين شريحه عمود وشريحة وسط بشرط تحقيق مايلى:-

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلى أو عرضها الكلى عن ربــع عــرض شــريحة العمود.

٢- أن تكون مقاطع الشريحتين فى منطقة الفتحة قادرة على مقاومة العزوم التصميمية.



شكل (٦-١٢) الفتحات فى البلاطات المسطحة

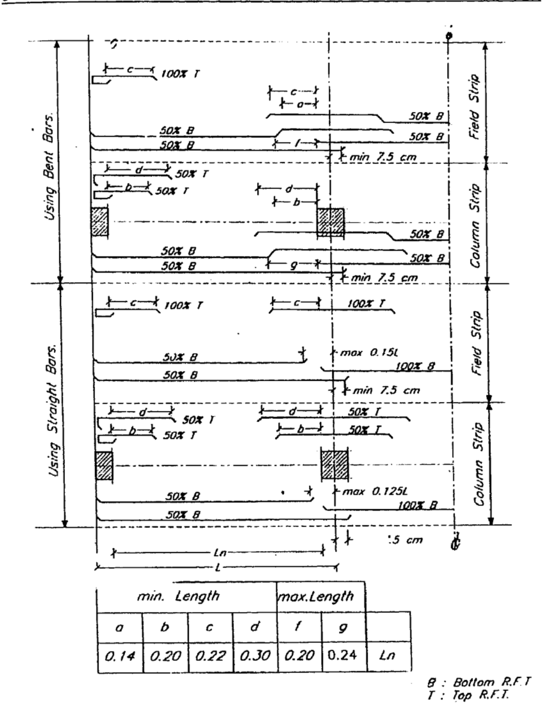
د- يسمح بتشكيل فتحات فى المساحة المشتركة بين شريحتى عموديـــن بشـــرط تحقيق مايلى:

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلى أو عرضها الكلى عن ١/١٠ عــرض شــريحة العمود الصغرى.

٢- أن تكون مقاطع الشريحتين فى منطقة الفتحة قادرة على مقاومـــة العــزوم التصميمية.

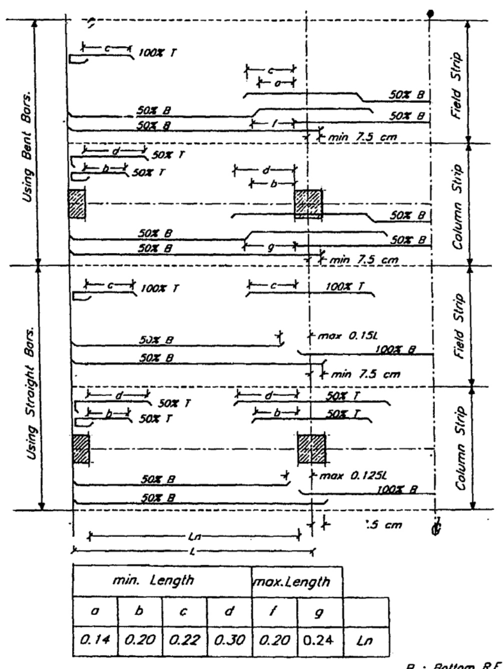
٣- أن يتم تخفيض قيم الحمل الحى المستخدم لأغراض حساب اجهاد القـــص بمقدار يساوى ربع الفتحة الذى يقطع المحيط المذكور شكل (٦-١٢).

هـ - فى حالة زيادة إبعاد الفتحات فى البلاطات المسطحة عن النسب الوارده فى الفقرات أ، ب، ج، د، فإن يلزم عمل حسابات إنشائية دقيقـــة تحقــق شـــروط المقاومة وحالات حدود التشغيل.



min. Length				max.Length		
a	b	c	d	f	g	
0.14	0.20	0.22	0.30	0.20	0.24	Ln

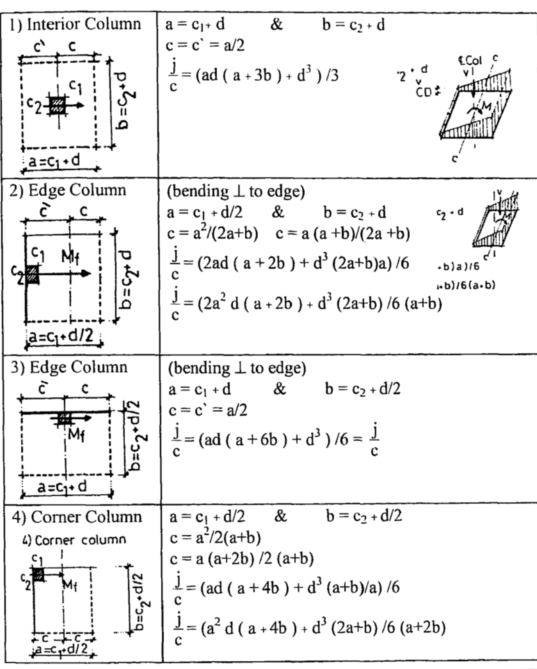
شكل (٧-٤-١) نموذج تسليح بلاطة مسطحة



min. Length				max.Length		
a	b	c	d	f	g	
0.14	0.20	0.22	0.30	0.20	0.24	Ln

شكل (٧-٤-ب) نموذج تسليح بلاطة مسطحة

Polar moments of inertia



1) Interior Column $a = c_1 + d$, $b = c_2 + d$	$a = c_1 + d$ & $b = c_2 + d$ $c = c' = a/2$ $\frac{j}{c} = (ad\,(a + 3b) + d^3)/3$
2) Edge Column $a = c_1 + d/2$, $b = c_2 + d$	(bending ⊥ to edge) $a = c_1 + d/2$ & $b = c_2 + d$ $c = a^2/(2a+b)$ $c = a\,(a+b)/(2a+b)$ $\frac{j}{c} = (2ad\,(a + 2b) + d^3\,(2a+b)a)/6$ $\frac{j}{c} = (2a^2\,d\,(a + 2b) + d^3\,(2a+b)/6\,(a+b)$
3) Edge Column $a = c_1 + d$, $b = c_2 + d/2$	(bending ⊥ to edge) $a = c_1 + d$ & $b = c_2 + d/2$ $c = c' = a/2$ $\frac{j}{c} = (ad\,(a + 6b) + d^3)/6 = \frac{j}{c}$
4) Corner Column $a = c_1 + d/2$, $b = c_2 + d/2$	$a = c_1 + d/2$ & $b = c_2 + d/2$ $c = a^2/2(a+b)$ $c = a\,(a+2b)/2\,(a+b)$ $\frac{j}{c} = (ad\,(a + 4b) + d^3\,(a+b)/a)/6$ $\frac{j}{c} = (a^2\,d\,(a + 4b) + d^3\,(2a+b)/6\,(a+2b)$

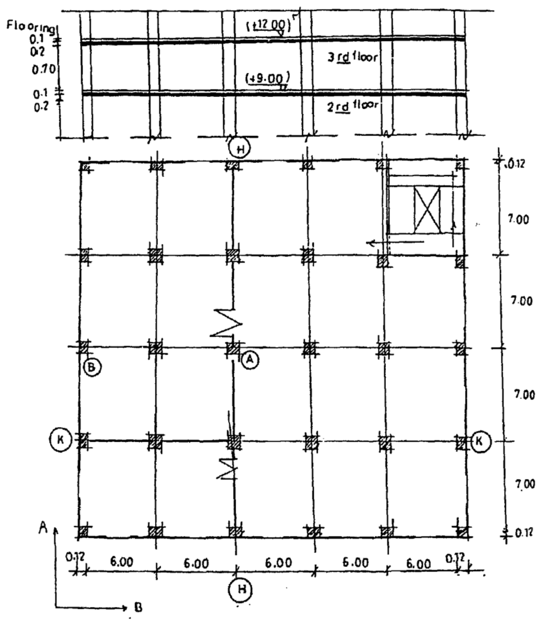
مثال محلول (١)

تطبيق على طريقة الكود المصرى:

المطلوب:- تصميم الدور المتكررشكل رقم (٦-٧) لتحمل حمل حـــى = ٥٠٠كجم/م٢.

ووزن أرضيات = ١٥٠كجم/م٢.

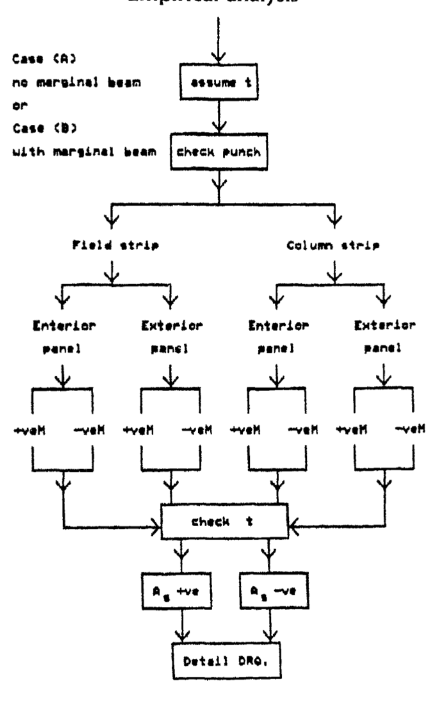
عدد الأدوار = ٦,٠٠ المطلوب نظام أنشائى بلاطات مسطحة للسقف الحوائــط المبانى من النوع الخفيف بكثافة = ١,٢٠طن/م٣ وسمك هذه الحوائط = ٢٥ سم.



شكل (٦-٧)

خريطة توزيع عمليات التصميم
للبلاطات المسطحة بطريقة التحليل الفرضى

Empirical analysis



الحل:

التصميم المبدئى:

$$L_{ar}\ \frac{6+7}{2}=6.5$$

$$t_{s}\ \frac{650}{32}=20cms$$

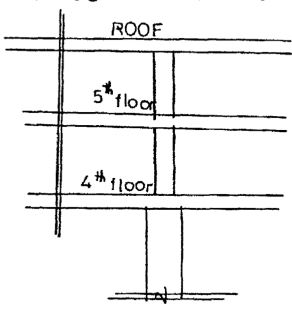
نفترض أن سمك البلاطة المسطحة يساوى الحد الأدنى طبقاً للكود المصرى لعام ١٩٩٦=٢٠سم (نقوم بإهمال وجود أى حوائط داخلية ثم نقوم فى نهاية الحل بإضافه تأثيرها فى عزوم الانحناء).

(للحصول على أبعاد تقريبية للأعمدة سوف نحسب الأحمال الرأسية الفعالة على قطاع العمود عند أول دور).

N=6×7×(0.2×2.5×0.15×0.5×)+0.5×0.5×3×2.5=50.0 tons.

(Won floor = 0.2×2.5+0.15+0.5=1.15/m^2)

إن اجهادات الاختراق تتناسب عكسياً مع أبعاد العمود لذلك فإن إجهاد القص أو الاختراق فى الدور الخامس سوف يكون هو الإجهاد الحرج (الأقصى) لأن فى هذا الدور سوف يكون العمود محملاً بكامل الحمل الحى وبأقل ابعاد قطاع للعمود.



APPROXIMATE DESIGN OF INTERIOR COLUMN

$N = 2 \times 50 = Ac\ Fco\ (1+n\mu)$
n° of floors
$100 \times 10^3 = Ac \times 50 \times 1.15$
$Ac = 1739.13$
Taken of square section
$bxt = 45 \times 45$
Taken 50×50 (for small eccentricity effect).

CHECK OF PUNCH:

(Case of interior column, we have equal adjacent spans so we can neglect transfer of -ve moments)

$Q_{punch} = 1.15 \times \{7\times6 - [0.5 + (0.2/2) \times 2]^2\} = 47.74$ tons

Area resisting punch $= 18 \times 70 \times 4 = 5040\ cm^2$

$$q_p = \frac{47.74 \times 1000}{5040} = 9.47 > 7\ kg/cm^2 \quad \text{unsafe.}$$

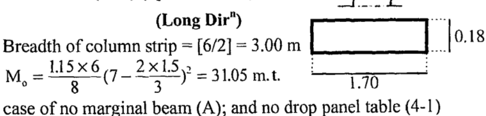
USE COLUMN HEAD

$D_o = 0.25 \times 600 = 150$ cms

$$h = s = \frac{D_o - 2}{2} = \frac{150 - 50}{2} = 50 \text{ cms}$$

$$q_p = \frac{47.7 \times 1000}{170 \times 18 \times 4} = 3.90\ kg/cm^2 < 7 \quad \text{O.K.}$$

DIRECTION (A-A) (Spans 7.0 cm^2)



(Long Dir^n)

Breadth of column strip = [6/2] = 3.00 m

$$M_o = \frac{1.15 \times 6}{8}\left(7 - \frac{2 \times 1.5}{3}\right)^2 = 31.05 \text{ m.t.}$$

case of no marginal beam (A); and no drop panel table (4-1)

1) COLUMN STRIP

Exterior Panel:

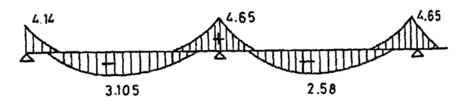
$$M_{-ve} = 0.4 \times 31.05 = 12.42 \text{ m.t} = \frac{12.42}{3} = 4.14 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.3 \times 31.05 = 9.315 \text{ m.t} = \frac{9.315}{3} = 3.105 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.45 \times 31.05 = 13.97 \text{ m.t} = \frac{13.97}{3} = 4.65 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.25 \times 31.05 = 7.76 \text{ m.t} = \frac{7.76}{3} = 2.58 \text{ m.t./m}$$



Column strip moment/m` (long direction)
Fig. (6-8-a)

2) FIELD STRIP

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.1 \times 31.05 = 3.11 \text{ m.t} = \frac{3.11}{3} = 1.04 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.2 \times 31.05 = 6.21 \text{ m.t} = \frac{6.21}{3} = 2.07 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.15 \times 31.05 = 4.66 \text{ m.t} = \frac{4.66}{3} = 1.55 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.15 \times 31.05 = 4.66 \text{ m.t} = \frac{4.66}{3} = 1.55 \text{ m.t./m}$$

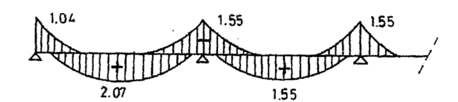


Fig (6-8-b) field strip moment/m (long dir^{n})

DIRECTION B-B (short dir^n of span = 6.00 ms)

Breadth of column strip = $\frac{7}{2}$=3.50

$$M_o = \frac{1.15\times 7}{8}(6-\frac{2\times 1.5}{3})^2 = 25.61 \text{ m.t}$$

case of no marginal beam. (A) and no drop table (4-1)

(1) Column strip

Exterior Panel:

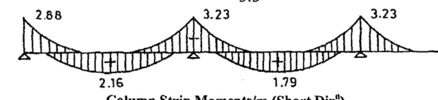
$$M_{-ve} = 0.4\times 25.16 = 10.06 \text{ m.t} = \frac{10.06}{3.5} = 2.88 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.3\times 25.16 = 7.55 \text{ m.t} = \frac{7.55}{3.5} = 2.16 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.45\times 25.16 = 11.32 \text{ m.t} = \frac{9.05}{3.5} = 3.23 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.25\times 25.16 = 6.29 \text{ m.t} = \frac{6.29}{3.5} = 1.79 \text{ m.t./m}$$



Column Strip Moments/m (Short Dir^n)

(2) FIELD STRIP:

Exterior Panel:

$$M_{-ve} = 0.1\times 25.16 = 2.516 \text{ m.t} = \frac{2.516}{3.5} = 0.84 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.2\times 25.16 = 5.03 \text{ m.t} = \frac{5.03}{3.5} = 1.44 \text{ m.t./m}$$

Interior Panel:

$$M_{-ve} = 0.15\times 25.16 = 3.77 \text{ m.t} = 1.08 \text{ m.t./m}$$

$$M_{+ve} = 0.15\times 25.16 = 3.77 \text{ m.t} = 1.08 \text{ m.t./m}$$

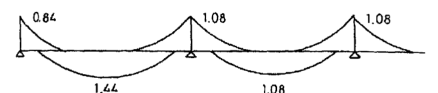


Fig. (6-9) Filed Strip Moment/m (SHORT DIR^{N})

All the pervious calculated moment did not include the moments due to wall load (exterior walls or interior walls)

MAX. CALCULATED MOMENTS:

$M_{-ve} = 4.65$ m.t/m

From Long direction column strip interior panel

As we see from Fig. (6-7) there are a line wall load along axis H-H i-e along the column strip.

$$W_{wall} = (0.25 \times 1.2 + 0.05) \times 2.7 = 0.95 \text{ t/m}$$

↓ thick ↓ plaster ↓ h net

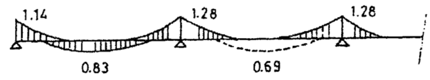
$$M^{-ve}_{wall\ max} = \frac{0.95}{1.15 \times 3.0} \times 4.65 = 1.28 \text{ m.t.}$$

↓ Wt / m^2 ↓ width of strip

$$\text{wall factor} = 0.275 = \frac{1.28}{4.65}$$

We shall multiply all B.M.D for column strip (long dir^n) by the wall factor (0.27) to get the B.M.D.

Due to wall loads at strip H.H. we add both diagrams of B.M.due to uniform load and wall load to get final total B.M.D. for column Strip at axis H-H.



Column Strip H-H Long Dir^n, Moments Due To Wall Load

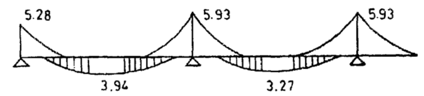


Fig. (6-10) Total B.M.D. column Strip H-H (long Dir^n)

سوف نتبع نفس الطريقة للحصول على الحمل الكلى (لكل من (ϖ) و الحائط)
لشريحة العمود على المحور K-K انظر شكل (٦-٧)

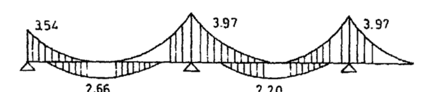


Fig. (6-11) Total B.M.D. Column strip K-K (short Dir^n)

Design of Sections

Long Dir^n Column Strip: Fig. (6-10)
Sec^n I-I

$M^{-ve}_{max.} = 5.93$ m.t / m
$C_{cu} = 225$ kg/cm^2
$f_{c\ (all.)}$ (for t = 20 cms) = 85 kg/cm^2 (Table (5-1-a))
Take 80 kg/cm^2
$F_s = 1400$ kg/cm^2 steel 24/37
$k_1 = 0.253$
From charts $K_2 = 1185 \cong 1200$
$d = 0.253\sqrt{[(5.93 \times 1000000)/100]} = 19.48$
Take t = 22 cms
$$A_s^{-ve} = \frac{5.93 \times 100000}{1200 \times 19.5} = 25.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$
Take 10 ϕ 19 /m (28.3 cm)

at Sec^n II-II:
$$A_s^{-ve} = \frac{5.28 \times 10^5}{1220 \times 19.5} = 22.56 \text{ cm}/\text{m}^2$$
Take 9 ϕ 19 /m

at Sec^n III-III :

$$A_s^{+ve} = \frac{3.84 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 16.16 \text{ cm}^2$$

Take 7 ϕ 19 /m

at Sec^n IV-IV :

$$A_s^{+ve} = \frac{3.27 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 13.42 \text{ cm / m}^2$$

Taken 6 ϕ 19/m

9 ϕ 19/m — 10 ϕ 19/m — 10 ϕ 19 m

7 ϕ 19/m — 6 ϕ 19/m

Column Strip Rf^t (Long Dir^n)

Long Dir^n Field Strip:

From B.M.D. Fig. (4-8)

$$A_{s_I}^{-ve} = \frac{1.55 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 6.36 \text{ cm}^2 \text{ / m}$$

choose 5 ϕ 13/m

$$A_{smin} = 0.25 \times 22 = 5.50 \text{ cm}^2\text{/m}$$

$$A_{s_{II}}^{+ve} = \frac{2.07 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 8.49 \text{ cm}^2 \text{ / m}$$

choose 7 ϕ 13 /m

$A_{s\,III} = A_{sI} = 5$ ϕ 13 /m

$$A_{s_{IV}}^{-ve} = \frac{1.04 \times 10^5}{1250 \times 19.5} = 4.27 \text{ cm}^2 \text{ / m}$$

choose 5 ϕ 13 /m

5 ϕ 13/m — 5ϕ 13/m — 5 ϕ 13/m

7 ϕ 13/m — 5 ϕ 13/m

Column Strip Rf^t (Long Dir^n)

Short Dir^n Column Strip:

From Fig. (6-11)

$$A_{SI}^{-ve} = \frac{3.97 \times 10^5}{1250 \times 18} = 17.64 \text{ cm}^2\text{/m}$$

choose 9 ϕ 16/m

$$A_{SII}^{+ve} = \frac{2.66\times10^5}{1250\times18} = 11.82\ cm^2/m$$

choose 9 ϕ 13/m

$$A_{SIII}^{-ve} = \frac{3.54\times10^5}{1250\times18} = 15.73\ cm^2/m$$

choose 8 ϕ 16/m

$$A_{SIV}^{-ve} = \frac{2.2\times10^5}{1250\times19.5} = 9.78\ cm^2/m$$

choose 8 ϕ 13/m

5 ϕ 13/m 5 ϕ 13/m 5 ϕ 13/m

5 ϕ 13/m 5 ϕ 13/m

Column Strip Rf^t (Short Dir^n)

Short Dir^n Field Strip:

From Fig. (6-9)

$$A_S^{-ve} = \frac{1.08\times10^5}{1250\times18} = 4.8\ cm^2/m$$

choose 5 ϕ 13 /m

A_{smin} =0.25× 22 = 5.5 cm^2

$$A_{SII} = \frac{1.44\times10^5}{1250\times18} = 6.4\ cm^2/m$$

choose 5 ϕ 13 /m

$$A_S^{+ve} = \frac{0.84\times10^5}{1250\times18} = 3.73\ cm^2/m$$

choose 5 ϕ 13 /m

8 ϕ 16/m 9 ϕ 16/m 9 ϕ 16/m

9 ϕ 13/m 8 ϕ 13/m

Field Strip Rf^t (Long Dir^n)

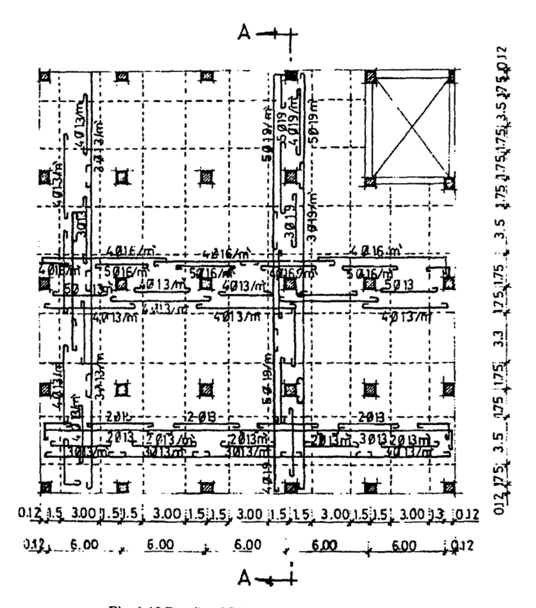


Fig. 6-12 Details of R.F.t. of flat slab (Code method)

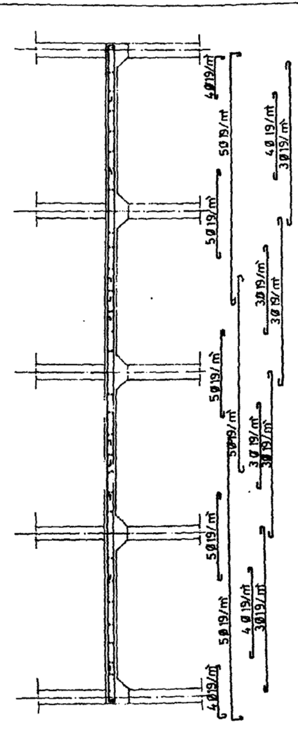


Fig. 6-13 SEC. (A-A)

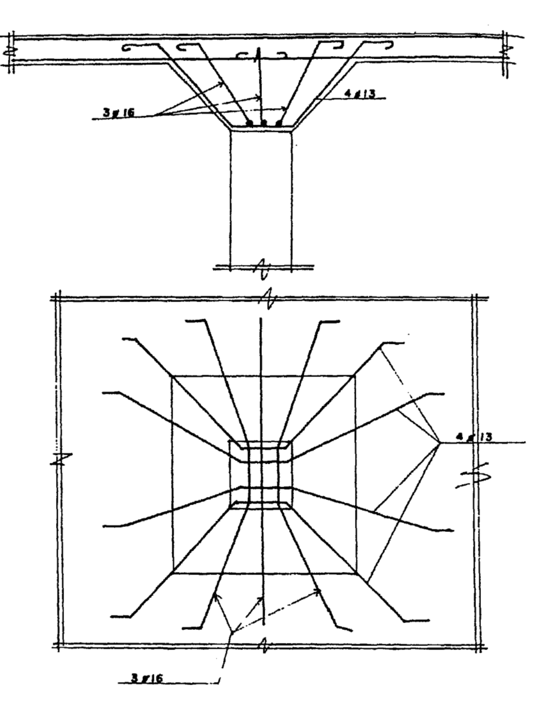


Fig. 6-14 Details of Rft. of Column head

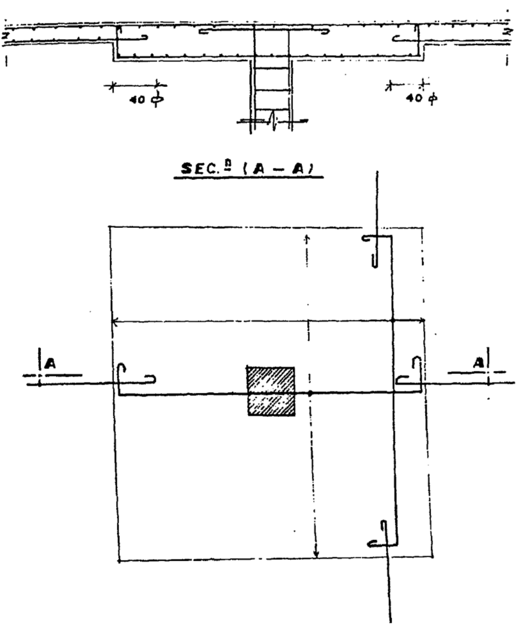


Fig. 6-15 Details of Rft. of drop panel

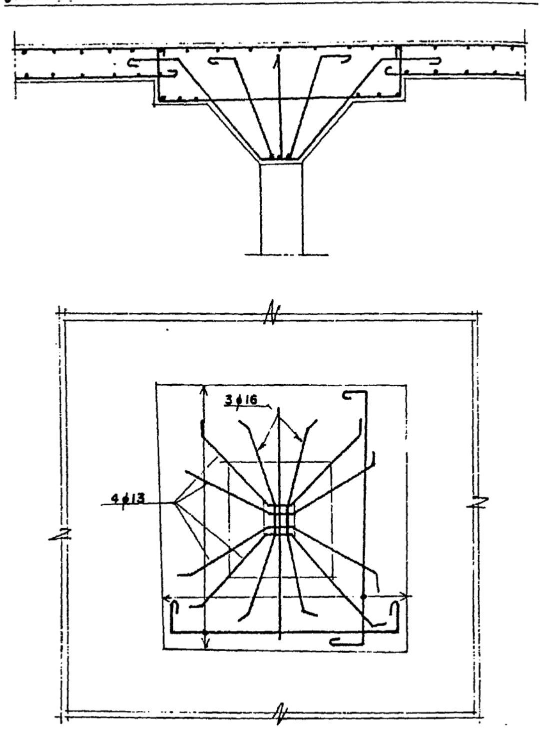
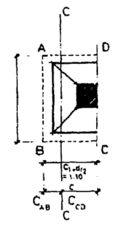


Fig. 6-14 Details of Rft. of drop panel and column head

ملاحظة هامة رقم (١):

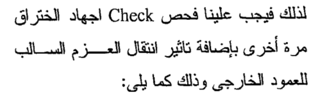
إن انتقال عزم الانحناء السالب فى مثالنا المحلول هذا وتأثيره على إجهاد القص الاختراق سوف يكون حرجاً عند العمود الخارجى وذلك نتيجة الأسباب الثلاثة التالية:



١- الحمل الحى = ٥٠٠كجم/م٢

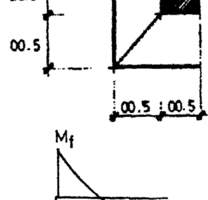
٢- لا توجد كمرة طرفية عمقها أكبر من (٣ ثلاثة أبعاد سمك البلاطة المسطحة t_s).

٣- لا توجد بلاطة كابوليه بطول أكبر من ١/٤ طول بحر الباكية الخارجية للبلاطة المسطحة.



لذلك فيجب علينا فحص Check اجهاد الختراق مرة أخرى بإضافة تاثير انتقال العزم السالب للعمود الخارجى وذلك كما يلى:

١- العمود الخارجى فى الاتجاه الطويل ولكل من شريحة العمود وشريحة الوسط ومن الشكل (٦-٨، أ ، ب) سيكون لدينا ما يأتى:



ابعاد العمود الخارجى نفترضها = ٥٠ سم × ٥٠ سم.

$c_1 = 1.00$ ms & $d = 22 - 2 = 20$

$c_2 = 1.50$ ms

$$\gamma_f = \frac{1}{[1 + {}^{2/3}\sqrt{(1+0.2)/(1.5+0.2)}]} = 0.641$$

$$\gamma_q = 1 - \gamma_f = 1 - 0.641 \cong 0.36$$

$$C_{AB} = \frac{(c_{1+} + 0.5d)^2}{(c_2 + d) + 2(c_1 + 0.5d)} = \frac{(1.10)^2}{(1.7) + (2(1.10))} = 0.31$$

$$C_{CD} = c_1 + {}^{d}/_{2} - C_{AB} = 1.10 - 0.31 = 0.79$$

$$j_{cy} = d(c_2+d)\,C^2_{AB} + {}^2/_3\,dC^3_{CD} + {}^2/_3\,dC^3_{AB} + \frac{(c_1 + 0.5d)d^3}{6} \quad \text{C.E. (6-24)}$$

$$=0.2\,(1.2)\,(0.31)^2 + {}^2/_3\,(0.2)\,(0.79)^3 + {}^2/_3\,(0.2)\,(0.31)^3 + \frac{1.1 \times 0.2^3}{6}$$

$$= 0.023 + 0.066 + 0.00397 + 0.00147 = 0.0944$$

$q_y = My\ \gamma_{qy}\ C_{AB} / j_{CY} = 15.54 \times 0.36 \times 0.31 / 0.0944 = 18.36\ t/m^2 = 1.836\ kg/cm^2$

so $q_{total} = \dfrac{Q}{d\Sigma b_o} + q_y$

$Q = 1.15 \times 3.5 \times 6 = 24.15$ tons.

$d\Sigma\, bo = 0.2\,[2 \times 1.1 + 1.70] = 0.78$

so $q_{punch\ tot.} = \dfrac{24.15}{0.78} + 18.36$

$= 30.69 + 18.36$

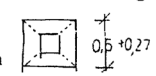
$= 49.32 t/m^2 = 4.9\ kg/cm^2$

$< 8\ kg/cm^2$ O.K. Safe

ملاحظة هامة رقم (٢):

إذا قام المصمم باستخدام باكية سقوط فى الحل بدلاً من استخدام تاج العمـــود فى مقاومة القص والاختراق فإننا سوف نتبع الخطوات التالية فى الحل.

Minimum $t_s = \dfrac{Lav}{36} = \dfrac{(6+7)/2}{36} = 0.18$ ms



Take thickness of slab = 18.0 cms → Minimum depth of drop = (1/2) × 18 = 9 cms →
Maximum t_{drop} recommended by E.C.O.P. 1995
i.e. t total = 27.0 cms
take width of drop panel
$B_1 = 0.4 \times 7 = 2.8\ m^s$

AT SECTION I-I

$B_2 = 0.4 \times 6 = 2.4\ m^s$

$Q_{punch} = 1.15\,[7 \times 6 - (0.5 + 0.27)^2]$
$= 47.62$ tons

$$q_p = \frac{4762 \times 1000}{4 \times 77 \times 25} = 6.18 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2$$

AT SECTION II-II

$$Q_{punch} = 1.15\ [\ 7 \times 6 - 2.58 \times 2.98] = 39.46 \text{ tons}$$

$$q_p = \frac{39.46 \times 1000}{2 \times 16 \times 258 + 2 \times 16 \times 298} = 2.218 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

عندما يقوم المصمم بحساب عزوم الانحناء على شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كل من الاتجاه القصير فيجب علية أن يتبع نفس الطريقة السابق شرحها ولكن فى هذه الحالة سوف نأخذ عرض شريحة العمود = ٠,٤ل × بدلاً من ٠,٥ل (حيث ل طول البحر المتعامد على الاتجاه المعتبر). ولذلك سوف ننقص عزوم انحناء شريحة العمود وسوف يصبح عرض شريحة الوسط = ٠,٦ل بدلاً من ٠,٥ل لذلك سوف نقوم بزيادة عزوم الانحناء لشريحة الوسط بواسطة معامل = $1.20 = \frac{0.6}{0.5}$

i.e.B.M.+ ve =1.2 × (M^{+ve} لشريحة وسط بدون وجود باكية سقوط) لشريحة وسط باكية سقوط وبقية عزم الانحناء من مجموع عزوم كل من شريحة الوسط وشريحة العمود سوف يقاوم بواسطة شريحة العمود بإتباع الطريقة التالية:

(العزوم لشريحة عمود بوجود باكية سقوط = عزم شريحة العمود بدون باكية سقوط + عزم شريحة وسط بدون باكية سقوط − عزم شريحة وسط بوجود باكية سقوط (بعد الزيادة) .

$$= (M.C.S + M.F.S) - \frac{L - s}{0.5L} \times M.F.S$$

حيث S = عرض باكية السقوط.

ويمكن توضيح مثالنا العددى السابق حله كالآتي فى الجداول التالية جدول الاتجاه الطويل Long Dirn talbe.

Long Dir^n Table:

Strip	Exterior Panel		Interior panel	
	-ve M_{mt}	+ve M_{mt}	-ve M_{mt}	+ve Mmt
Column	12.42	9.32	13.95	7.74
Field	3.12	6.21	4.65	4.65
Total	15.54	15.53	18.6	12.39

Correction Table (drop case)

Strip	Exterior Panel		Interior panel	
	-ve M_{mt}	+ve M_{mt}	-ve M_{mt}	+ve Mmt
Total	15.54	15.53	18.6	12.39
Fld/3.6m	1.2×3.12=3.47	1.2×6.21=7.45	1.2×4.65=5.58	1.2×4.65=5.58
Fld/m`	1.04	2.07	1.55	1.55
Col/2.4m	11.8	8.08	13.02	6.81
Col/m`	4.92	3.37	5.43	2.48

نفس الطريقة السابقة يمكن إتباعها لحساب العزوم فى الاتجاه القصير.

سمك القطاع اللازم مقاومة العزوم السالبة = ٢٧ سم

سمك القطاع اللازم لمقاومة العزوم الموجبة = ١٨ سم

ملاحظة هامة رقم (٣):

إذا استخدمنا كمرة طرفية فسوف نتبع الخطوات التالية فى الحل:

١- إذا كانت الكمرة بعمق اكبر من ٣ أمثال سمك البلاطة المسطحة $i.e.t > 3\times 22 =$ 70 cm سوف تكون الكمرة الطرفيه فى هذه الحالة مؤثرة فى التصميم.

٢- فى هذه الحالة يكون عزم الانحناء فى نصف شريحة العمود المجاورة للكمرة الطرفية يساوى ٠,٢٥ القيم المحسوبة لشريحة عمود كاملة فى الجدول السابق.

٣- هذه الكمرة الطرفية سوف تحمل وزنها الذاتـــى + وزن الحوائـط المبـانى المحملة عليها + ¼ حمل الباكية الكلى.

Load on beam of Span = 7.00 ms

Own wt. (25×70 cms) $= 0.25 \times 0.5 \times 2.5 = 0.31$ t/m

Wall load $= (0.25 \times 1.2 + 0.05) \times 2.7 = 0.95$ t/m

Slab load (1/4 total) $= \frac{1}{4} \times \frac{7\times 6}{7} \times (0.2\times 2.5 + 0.5 + 0.15) = 1.73$ t/m

$W_{total} = 2.99 \cong 3$ t/m

$M = \frac{3\times 7^{-2}}{10} = 14.70$ m.t.

$$d = 0.28\sqrt{\left[\frac{14.7\times10^5}{25}\right]} = 67.9 \text{ cms} \rightarrow t = 70 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{14.7\times10^5}{1200\times67} = 18.28 \text{ cm}^2$$

choose 5 ϕ 22

Check For Shear:

$Q_{max} = 3 \times (7/2) \times 1.1 = 11.5$ tons

$$q_{max} = \frac{11.5\times1000}{0.87\times25\times67} = 7.93 \text{ kg/cm}^2 > 7$$

choose 5 ϕ 8 /m stirrups; 3 ϕ 22 bent bars

تصميم الأعمدة :

كما سبق ذكره فإن الأعمدة الداخلية لها حالتين يتم تصميمها بناء على هاتين الحالتين.

١- حالة أقصى حمل رأسى يساوى مجموع الحمل الميت + الحمل الحى + أقل عزوم انحناء حول أى المحورين الرئيسيين للعمود = M.

حيث $M = N_1 \times \frac{t}{10}$

t = سمك العمود

أو الحالة الثانية:

٢- حالة أقصى حمل ميت + الحمل الحى حول جانب واحد من العمود وتحت الاعتبار N_2 + أقصى عزوم انحناء يساوى ٥٠٪ من العزم السالب لشريحة العمود المجاورة

+عزم إضافى $M = \frac{t}{10} N$ (توصية من المؤلف).

حالة الأعمدة الخارجية:

$N = \max .D.L + L.L$

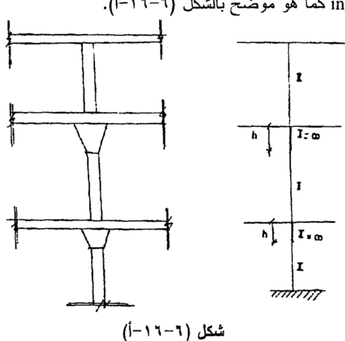
+M1=90%of the –ve B.M of column strip

العزم على العمود = ٩٠٪ من العزم السالب على شـــريحة العمـــود المجـــاور

+عزم اضافى = $\frac{t}{10}$ .N (توصية المؤلف).

ملاحظة :

عندما يتعامل المصمم مع العمود ذو التاج فيجب عليه أن يفترض أن النهايـــة البعيدة مثبته fixed ويفترض أن عزم القصور الذاتى inertia لتـــاج العمـــود يكـــون لانهائي infinity كما هو موضح بالشكل (٦-١٦-أ).



شكل (٦-١٦-أ)

مثال محلول :

صمم العمود الداخلى للعمود الخارجى فى المثال السابق عند منسوب الـــدور الثالث.

الحل:

العمود الداخلى (A).

Solution:

Interior Columns (A)
Number of floors carried by the column
= 6-3 = 3 floors

$N_1 = 6\times7\times1.15\times3+(0.25\times1.2+0.05)\times2.7\times(7-0.4)\times3+0.4\times0.4\times2.7\times2.5\times3 =$
slab loads + wall-load + Own wt
$= 166.85 = 170$ tons
$N_2 =$ D.L. + L.L. from one side + wall load + own
$= 6\times7\times0.65\times3 + 6\times7/2\times0.5\times3 + 0.35\times2.7\times6.6\times3$
$+ 0.4\times2.5\times2.7\times3 = 135.35 = 135$ tons

PRELIMNARY DESIGN (TO GET APPROX. THICHNESS):

assume the column is axially loaded with

افترض أن العمود محمل مركزيا

$F_{co} = 40\ kg/cm^2$

$N = A_c\, F_{co}\,(1+n\mu)$ $\mu = 1\%\ \&\ n = 15$

$170 = A_c \times 40 \times 1.15$

$A_c = 3695.65\ cm^2$ $b\times t = 65 \times 65$

Case (1) Max N

$N_1 = 170$ tons

$M = 170 \times (65/10) = 1105$ cm.t. $= 11.05$ m.t.

$$\frac{N}{f_c bt} = \frac{170000}{60\times65\times65} = 0.67$$

$e/t = 0.1$

From curves page 199 Reference. 10

$\mu = 0.2\ \%$

$\mu = \mu' = 0.2\ \%$

$\mu = 0.4\ \% =$ Min %

$$A_s = 0.2 \times \frac{65\times65}{100} = 8.45\ cm^2$$

$A_s' = A_s = 4\ \phi\ 19$ or $5\ \phi\ 16$

Case(2) Max. (M) & Min. (N)

$N_1 = 135$ tons

$$M_1 = 135 \times \frac{65}{10} = \frac{877.5}{100} = 8.78\ \text{m.t.}$$

$M_2 = \frac{50}{100} \times 5.93 \times 3 = 8.89$ m.t.

half panel width Fig. (6-10)

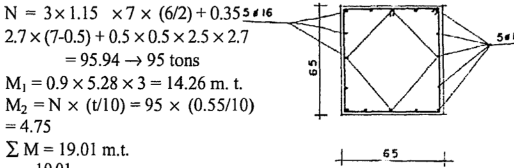
$\Sigma M = 8.89 + 8.79 = 17.657$ m.t.

$e = \frac{17.675}{135} = 0.131$

$e/t = \frac{0.131}{0.65} = 0.20$ & $\frac{N}{f_c . b.t} = \frac{135000}{65 \times 65 \times 65} = 0.53$

from the same Previous curve = $\mu = \mu' = 0.2$ % as before.

FOR EXTERIOR COLUMN: assume b × t = 55 × 55



$N = 3 \times 1.15 \times 7 \times (6/2) + 0.35 \times 2.7 \times (7-0.5) + 0.5 \times 0.5 \times 2.5 \times 2.7$

$= 95.94 \rightarrow 95$ tons

$M_1 = 0.9 \times 5.28 \times 3 = 14.26$ m. t.

$M_2 = N \times (t/10) = 95 \times (0.55/10) = 4.75$

$\Sigma M = 19.01$ m.t.

$e = \frac{19.01}{95} = 0.20$

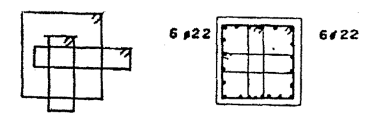
$\frac{e}{t} = \frac{0.20}{0.55} = 0.308$

$\frac{N}{f_c bt} = \frac{95 \times 1000}{70 \times 55 \times 55} = 0.449$

$\mu = \mu' = 0.8$ %

$A_s = A_s' \frac{0.8 \times 55 \times 55}{1.0} = 24.2 \text{ cm}^2$

choose 6 φ 22



الطريقة الثانية لحل البلاطات المسطحة:

التحليل بطريقة الإطارات: FRAME METHOD

عندما يكون المبنى لا يخضع للشروط المطلوبة فى طريقة الحـل الأفـتراضى Empirical method للكود المصرى لعام ١٩٩٦ السابق شـرحها فـى الصفحات السابقة، فإن المبنى يمكن تقسيمه إلى العديد من الإطارات ويتم تحليله بواسطة طريقة توزيع العزوم moment Distribution أو بواسطة الكمبيوتر أو أى طريقـة مناسـبة للتحليل الإنشائى ثم نقوم بعد تحليله إنشائياً إلى توزيع العزوم النهائية بيـن شـريحة العمود وشريحة الوسط طبقاً للجدول التالى:

– جدول توزيع العزوم بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط باعتبارها نسبة من العزم الكلى السالب أو العزم الكلى الموجب من تحليل الأطار

جدول (٦-٤) توزيع العزوم الحانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط
(فى بواكى البلاطات المسطحة المصممة كاطارات مستمرة)

توزيع العزوم	توزيع العزوم الحانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الانحناء الكلية السالبة أو الموجبة	
	شريحة العمود	شريحة الوسط
العزوم السالبة فى باكية داخلية	٧٥	٢٥
العزوم السالبة فى باكية خارجية	٨٠	٢٠
العزوم الموجبة	٥٥	٤٥

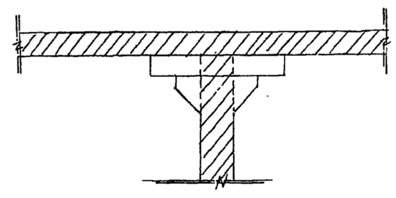
وعندما يؤخذ عرض شريحة العمود مساوى لشريحة باكيه السـقوط وتكـون بالتالى شريحة الوسط أكبر من عرضها السابق شرحه، لذلك فإن التوزيع يجب أن يتم تصميمه لتأخذ شريحه الوسط جزء من العزوم أكبر يتناسب مع هـذه الزيـادة فـى عرضها وتكون شريحة العمود تأخذ جزء أصغر من عزم الإنحناء فى هـذه الحالـة بشرط أن يظل العزم الكلى النهائى مجموعه ثابت كما هو مبين عالية.

خطوات التصميم:

١- يتم تقسيم المنشأ طوليا وعرضيا إلى سلسلة من الإطارات كل إطار يتكون من الأعمدة وشريحة من البلاطه المسطحة حيث عـرض الشـريحة (B) يكـون المسافة من المحور إلى المحور للبواكى بالنسبة للأحمال الرأسية ويكون هـذا العرض (B) يساوى نصف هذه المسافة من المحور للمحور عندما نأخذ فـى الإعتبار الأحمال الأفقية (الزلازل أو الرياح).

٢- فى التحليل الإنشائى للإطارات بواسطة طريقة توزيع العزوم فـإن المشـكلة الرئيسية تكون هى الكزازات النسبية للأعمدة مع البلاطات المسطحة خصوصاً فى حالة استخدام بواكى سقوط Drop Panels أو تيجـان أعمـدة Column Heads أو كل منهما.

ويمكن للمصمم استخدام حل تقريبى لهذه المشكلة بإهمال هذا الإختلاف كما هو موضح بالشكل أسفله.



٣- إذا كان لدى المصمم جهاز كمبيوتر مجهـز ببرنـامج مناسـب للإطـارات الخرسانية ذات الكزازات المختلفة فيمكنه الحصول على حـل مؤكـد لهـذه المشكلة بإدخال تخانات بواكى السقوط وتيجان الأعمدة فى الإعتبـار وبهـذا يكون الحل أكيد exact.

والأستاذ الدكتور محمد هلال (رحمه الله) يعلق على المشكلة السابقة كالتالى:

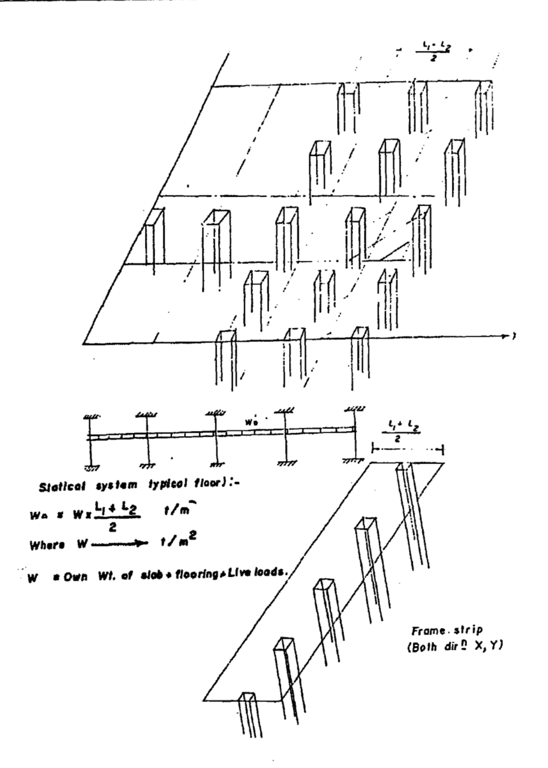
" البلاطات والأعمدة عادة تكون بقطاعات مختلفة للعناصر والحـــل الإنشـــائى يمكن تبسيطه إذا اعتبرنا أن القيمة I/EI تساوى الصفر للمنطقة من أول قـــاع تاج العمود حتى أعلى سطح البلاطة المسطحة عالية

٤- يجب عمل التقسيم السابق شرحه لكل من الإتجاهين الطويل والقصير للمنشأ، أى أننا نقوم بتحميل الحمل الكلى للسقف مرتين فى اتجاهين، هذا الحل يعطينا معامل آمان جيدا جداً لتغطية كافه الأخطاء المحتملة فى هذا المنشأ الحساس.

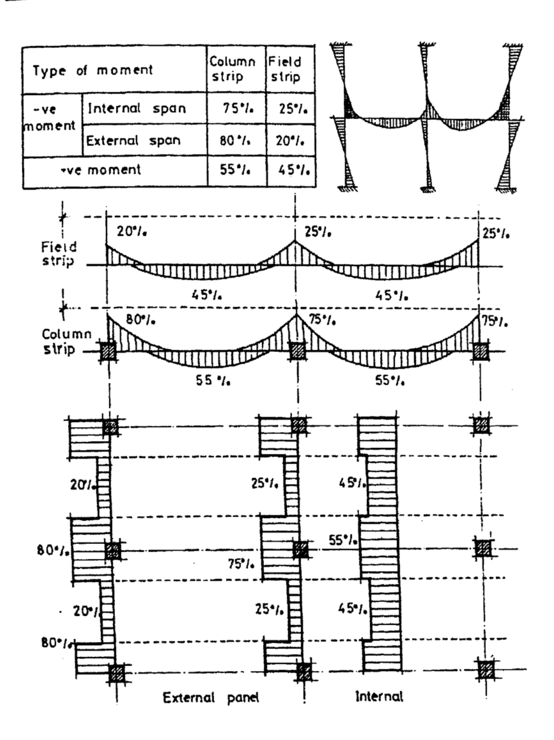
٥- إذا كان لديك حمل حى أكبر من ٤٠٠ كجم/م٢ يجب عليك أن تقـــوم بعمـــل حالات تحميل Case of loadings للحصول على أكبر عزوم انحناء محتملة

٦- يجب على المصمم فحص إجهاد الأختراق Punching Stresses كمـــا ســـبق ذكره .

٧- يجب الإلتزام بكل دقة بجميع نصوص الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦ من صفحة ١٣٠ إلى صفحة ١٤٥ والسابق ذكرها فى هذا الكتاب .



$\frac{L_1+L_2}{2}$
Wo
Statical system typical floor):-
$W_o = W \times \frac{L_1 + L_2}{2}$ t/m
Where W ⟶ t/m²
W = Own Wt. of slab + flooring + Live loads.
Frame. strip
(Both dirⁿ X, Y)



Type of moment		Column strip	Field strip
-ve moment	Internal span	75%	25%
	External span	80%	20%
+ve moment		55%	45%

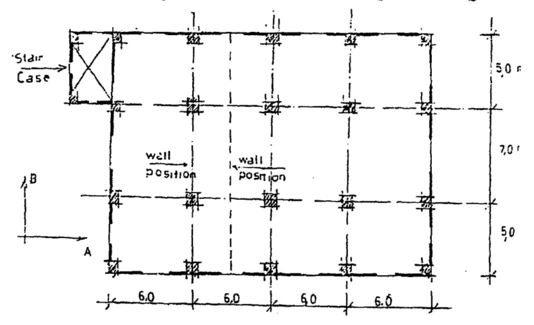
مثال محلول:

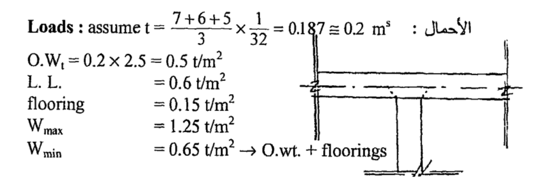
المطلوب تصميم سقف الدور المتكرر الموضح بالشكل (٦-١٨) باعتباره بلاطه مسطحة Flat slab قادرة على تحمل حمل حي = ٦٠٠ كجم/م^٢ وكذلك حمل أرضيات = ١٥٠ كجم/م^٢.

أبعاد الأعمدة = ٦٠ × ٦٠ سم.

مع العلم بإن إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة المميز بعد ٢٨ يوماً
$C_{cu} = 250\ kg/cm^2$

ونوع وحديد التسليح حديد علب عادى ٢٤/٣٧ وارتفاع الدور = ٣,٠٠ متر





الأحمال :

Loads : assume $t = \frac{7+6+5}{3} \times \frac{1}{32} = 0.187 \cong 0.2\ m^s$

$O.W_t = 0.2 \times 2.5 = 0.5\ t/m^2$

L. L. $= 0.6\ t/m^2$

flooring $= 0.15\ t/m^2$

$W_{max} = 1.25\ t/m^2$

$W_{min} = 0.65\ t/m^2 \rightarrow$ O.wt. + floorings

CHECK PUNCHING STRESS فحص اجهاد الاختراق

$Q = 1.25 \times \frac{7+5}{2} \times 6 = 45$ tons

$A = 4\times 20 \times (60+20) = 6400\ cm^2$

$q = \frac{45000}{6400} = 7.03\ kg/cm^2$ O.K. < $9\ kgs/cm^2$

better choose t = 22 cms

Why shall we use frame method? لماذا سوف نستخدم طريقة الإطارات

That is because (7/5) = 1.4 > 1.2 (condition of code method)

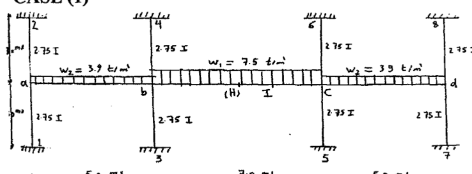
لان هذه النسبة لا تستوفى شروط الكود المصرى السابق شرحها

ANALYSIS التحليل

FRAME DIR^n B

As L.L. = $600\ kg/m^2 > 400\ kg/m^2$
we should make cases of loading

CASE (1)



CASE (a) Max +ve $M_{(H)}$

Breadth of frame = $(6/2) \times 2 = 6.0\ m^s$

$W_1 = 1.25 \times 6 = 7.5$ t/m

$W_2 = 0.65 \times 6 = 3.9$ t/m

RELATIVE INERTIA:

Inertia of columns = $I_1 = \frac{0.6 \times 0.6^2}{12} = 0.011\ m^4$

Inertia of salbs = I_2 = - $\frac{0.2^3 \times 6}{12} = 0.004\ m^4$

$I_1 : I_2 = 0.011 : 0.004 = 2.75 : 1$

DISTRIBUTION FACTORS:

JOINT a:

$$k_{ab} = \frac{I/5}{I/5 + \frac{2.75I}{3} + \frac{2.75I}{3}} = \frac{0.2}{0.2 + 0.917 + 0.917} = \frac{0.2}{2.03} = 0.1$$

$k_{a-1} = k_{a-2} = 0.45$

JOINT b:

$$K_{bc} = \frac{0.5 \times (I/7)}{0.5 \times (I/7) + 0.917I + (I/5)} = \frac{0.071}{2.11} = 0.034$$

Symmetry factor

$$K_{ba} = \frac{0.2}{2.11} = 0.095$$

$k_{b-3} = k_{b-4} = 0.44$

FIXED END MOMENTS: عزوم التثبيت الطرفية

MEMBER ab (العنصر أ ب)

$$F.E.M._{ab} = \frac{-3.9 \times 5^{-2}}{12} = -8.13\ m.t.$$

$F.E.M._{ba} = +8.13$ m.t.

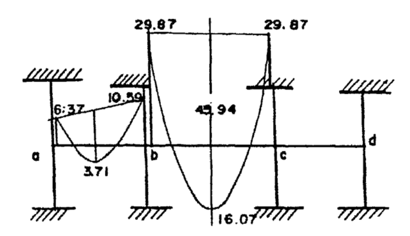
MEMBER bc: (العنصر ب جـ)

$$F.E.M._{bc} = \frac{-7.5 \times 7^{-2}}{12} = -30.63\ m.t.$$

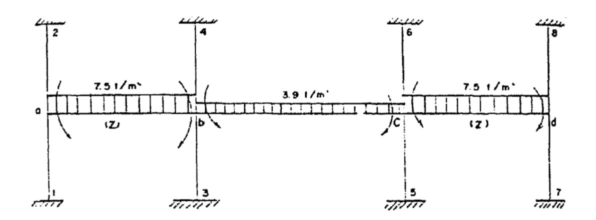
$F.E.M._{cb} = +30.63$ m.t.

Go to moment distribution table

Jonit	1	. 2	a			b				3	4
Section	1-a	2-a	a-1	a-b	a-2	b-3	b-a	b-c	b-4	3-b	4-b
K	0	0	0.45	0.1	0.45	0.44	0.095	0.034	0.44	0	0
F.E.M	0	0	0	-8.13	0	0	8.13	-30.63	0	0	0
Bal.M	0	0	3.66	0.813	3.66	9.90	2.14	0.77	9.90	0	0
C.O.M.	1.83	1.83	0	1.07	0	0	0.41	0	0	4.95	4.95
Bal.M	0	0	-0.48	-0.107	-0.48	-0.18	-0.04	-0.01	-0.18	0	0
C.O.M	-0.24	-0.24	0	-0.02	0	0	-0.055	0	0	-0.09	-0.09
Bal.M	0	0	0.01	0	0.010	0.027	0	0	0.027	0	0
Final M	1.59	1.39	3.19	-6.37	3.19	9.75	10.59	-29.97	9.75	4.86	4.86



CASE (2)



FIXED END MOMENTS: case (b) max +ve . M(7)

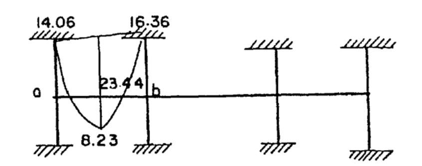
$$F.E.M._{ba} = \frac{+7.5 \times 5^{-2}}{12} = +\ 15.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{ab} = -\ 15.63 \text{ m.t.}$$

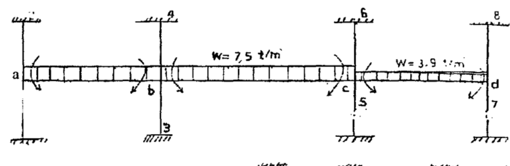
$$F.E.M._{bc} = \frac{-3.9 \times 7^{-2}}{12} = 15.92 \text{ m.t/.}$$

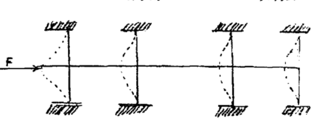
$$F.E.M._{cb} = 15.92$$

Jonit	1	2	a			b				3	4
Section	1-a	2-a	a-1	a-b	a-2	b-3	b-a	b-c	b-4	3-b	4-b
K	0	0	0.45	0.1	0.45	0.44	0.095	0.034	0.44	0	0
F.E.M	0	0	0	-15.63	0	0	15.63	-15.92	0	0	0
Bal.M	0	0	7.03	1.56	7.03	0.13	0.027	0	0.13	0	0
C.O.M.	3.5	3.5	0	0.014	0	0	0.78	0	0	4.95	0.065
Bal.M	0	0	0	0	0	-0.34	-0.075	0	0.34	0	0
C.O.M											
Bal.M											
Final M	3.5	3.5	7.03	14.056	7.03	-0.21	16.36	-15.92	-0.21	0.065	0.065

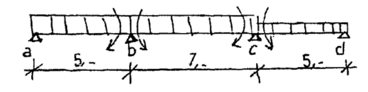








هذه الحالة تدرس للحصول على اقصى عزم سالب عند الوصلة b خصوصـــا عند القطاع (ba) والقطاع (bc) ولكن اذا درست هذه الحالة على انها اطار كما هـــو موضح بالشكل (٦-١٩) سوف تتواصل مع مسألة اطار ذو درجة واحدة من الأزاحة العرضية ولتفادى هذه المشكلة يمكنك عمل حل تقريب على أنها كمرة مستمرة



$$F.E.M._{ba} = \frac{-7.5 \times 5^{-2}}{8} = 23.4 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{bc} = \frac{-7.5 \times 7^{-2}}{12} = -30.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{cb} = +30.63 \text{ m.t.}$$

$$F.E.M._{bc} = \frac{-3.9 \times 5^{-2}}{8} = -12.19 \text{ m.t.}$$

$$K_{ab} = \frac{0.75 \times (I/5)}{0.75 \times (I/5) + (I/7)} = \frac{0.15}{0.15 + 0.143} = 0.5$$

$$K_{bc} = 0.5$$

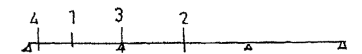
Jonit	a		b		c	d
Section	a-b	b-a	b-c	c-b	c-d	d-c
K	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0
F.E.M	0	23.40	30.63	30.63	-12.19	0
Bal.M	0	3.62	3.62	9.22	9.22	0
C.O.M.	0	0	-4.61	1.81	0	0
Bal.M	0	02.31	2.31	-0.9	-0.9	0
Final M	0	29.33	-29.31	22.32	-22.32	0

FINAL RESULTS:

$M^{+ve}_{max_1} = + 8.23$ m.t.

$M^{+ve}_{max_2} = + 16.07$ m.t.

$M^{-ve}_{max_3} = -29.33$ m.t.



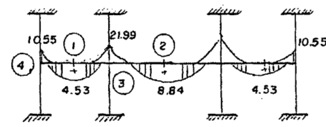
DESIGN OF INTERIOR COLUMN STRIP:

$M^{-ve}_3 = 0.75 \times (-29.33) = - 21.99$ m.t

$M^{-ve}_4 = 0.75 \times (-1406) = - 10.55$ m.t. case (2)

$M^{+ve}_1 = 0.55 \times 8.23 = + 4.53$ m.t.

$M^{+ve}_2 = 0.55 \times 16.07 = + 8.48$ m.t.



B of strip = (6/4) × 2 = 3.00 ms

Max M/m' $= \frac{21.9}{3} = 7.33$ m.t/m

Mmax. at face of column = 7.0 m.t/m

for $C_{cu} = 200$ kg/cm^2 $\quad$ fc $= 75$ kg/cm^2

$K_1 = 0.265$ $\quad$ $K_2 = 1192$

$$d = 0.265\sqrt{\left[\frac{7\times100000}{100}\right]} = 22.17$$

Take t = 24 cms

$$As_3 = \frac{7\times10^5}{1200\times22} = 26.5 \text{ cm}^2$$

Choose 10 ϕ 19 /m

$$As_4 = \frac{10\times10^5}{1200\times22} = 12.63 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Choose 7 ϕ 16 /m

$$As_1 = \frac{4.53\times10^5}{1250\times22\times3} = 5.49 \text{ cm}^2$$

As min $= 0.2\times22 = 4.4$ cm^2

Choose 5 ϕ 13 /m

$$As_2 = \frac{8.84\times10^5}{1250\times22\times3} = 10.97 \text{ cm}^2$$

Choose 9 ϕ 13 /m

DESIGN OF INTERIOR FIELD STRIP:

$M_3^{-ve} = 0.25\times(-29.33) = -7.3$ m.t

$M_4^{-ve} = 0.25\times(-1406) = -3.5$ m.t.

$M_1^{+ve} = 0.45\times8.23 = +3.7$ m.t.

$M_2^{+ve} = 0.45\times16.07 = +7.23$ m.t.

t= 24 cms $\quad$ B = 3.00 m^{-s}

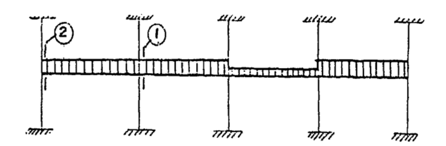
$As_1 = \frac{3.78\times10^5}{1200\times22\times3} = 4.48$ cm^2 /m $\quad$ Choose 5 ϕ 13 /m

$As_2 = \frac{7.23\times10^5}{1200\times22\times3} = 8.8$ cm^2 /m $\quad$ Choose 5 ϕ 16 /m

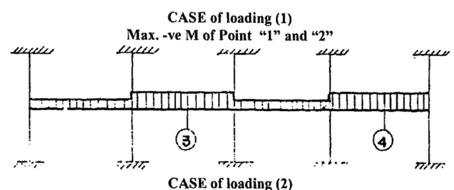
$$As_3 = \frac{7.3\times10^5}{1200\times22\times3} = 8.85\ cm^2/m \quad \text{Choose } 5\ \phi\ 16\ /m$$

$$As_4 = \frac{3.5\times10^5}{1200\times22\times3} = 4.24\ cm^2/m \quad \text{Choose } 5\ \phi\ 13\ /m$$

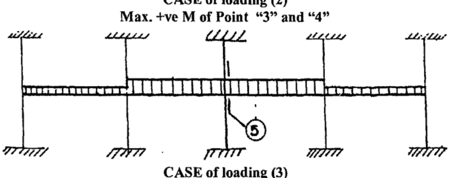
SHORT DIR^n FRAME:



CASE of loading (1)
Max. -ve M of Point "1" and "2"



CASE of loading (2)
Max. +ve M of Point "3" and "4"



CASE of loading (3)
Max. -ve M of Point "5"

ويمكننا الاستمرار فى حل جميع شرائح الأعمدة وشرائح الوسط الداخلية والخارجية باتباع نفس الطريقة السابق شرحها

حالة خاصة رقم (١) :

إذا كان لديك حمل خطى Line Load نتيجة حائط فى الموضع (١) كما هو موضح بالشكل (٦-١٨) فيمكنك اتباع نفس الخطوات السابق شرحها فى المثال السابق ثم تقوم بحل إطار شريحة العمود لحمل هذا الحائط بالإضافة إلى العزوم الناتجة من الأحمال الحية و الميته السابق حسابها

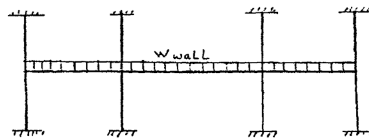
مثال

إذا كان لديك حمل حائط ذو سمك = ٢٥ سم وكثافة = ١,٢ طن/م٣

$\therefore\ w = (0.25\times1.2+0.05) = 0.35\ t/m^2$

↓

بياض



wt/m` = 0.35 × 3 = 1.05 t/m`

كما لاحظت فإن حمل الحائط الخطى فى الموضع (١) سوف يتم تحميله على إطار شريحة العمود فقط.

حالة خاصة رقم (٢)

إذا كان لديك حمل خطى نتيجة حائط فى الموضع (٢) كما هو موضح بالشكل (٦-١٨) فإن هذا الحمل الخطى سوف يتم تحميله على إطار شريحة الوسط فقط بالإضافة إلى العزوم الناتجة عليها من وزنها والأرضيات والأحمال الحية على إطار شريحة الوسط كما هو مذكور سابقاً.

دراسات خاصة جيدة

الدراسة رقم (١)

باستخدام الجداول الموجودة فى المراجع المشهورة مثال:

"Handbook of frame constants beam factors and moment coefficients for members of variable Section"

هذا المرجع يعطينا المعاملات الأتية:

1- Carry Over factors
2- Stiffness factors

المطلوب لحل أى عناصر ذات عزوم قصور ذاتى مختلفة variable Inertia وفى كتابنا هذا سوف ننقل لكم أهم الجداول المطلوبة لحل البلاطات المسطحة ذات بواكى السقوط وتيجان الأعمدة أو كل منهما كمثال لهذه الجداول فى المرجع السابق ذكره.

يمكنك أيضا أن تقرأ مثال محلول كتطبيق عملى لهذه الجداول فى كتاب المؤلف الثالث التصميم الإنشائى للكمرات الخرسانية المسلحة" طبقا للكود المصرى لعام ١٩٩٦، حيث تم استخدام هذه الجداول لحل كمرة مستمرة ذات عزم قصور ذاتى مختلف.

Note : all carry-over factors are negative & all stiffness factors are positive. All fixed - end moment coefficients are negative except where plus sign is shown.

Right haunch		Carry over factors		Stiffness factors		Unit load F.E.M. COEF.XwL2		Concentrated load F.E.M. = Coef. x PL												MOMENT, M AT B = (1-aB) F.E.M. COEF. x M		Haunch load both haunches F.E.M. coef. x wL2	
								b = 0.1		b = 0.3		b = 0.5		b = 0.7		b = 0.9		b = 1 - aB					
CB	rB	CAB	CBA	KAB	KBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA
rA = 0								aA = 0															
0.1	0.4	0.593	0.491	4.24	5.12	0.0749	0.1016	0.0799	0.0113	0.1397	0.0788	0.1110	0.1553	0.0478	0.1798	0.0042	0.0911	0.0042	0.0911	0.0793	0.8275	0.0001	0.0047
	0.6	0.615	0.490	4.30	5.40	0.0727	0.1062	0.0797	0.0119	0.1375	0.0828	0.1074	0.1630	0.0439	0.1881	0.0029	0.0937	0.0029	0.0937	0.0561	0.8780	0.0001	0.0048
	1.0	0.639	0.488	4.37	5.72	0.0703	0.1114	0.0794	0.0125	0.1358	0.0873	0.1036	0.1716	0.0396	0.1974	0.0016	0.0966	0.0016	0.0966	0.0304	0.9339	0.0001	0.0049
	1.5	0.652	0.487	4.40	5.89	0.0690	0.1143	0.0792	0.0129	0.1346	0.0898	0.1012	0.1764	0.0373	0.2026	0.0008	0.0992	0.0008	0.0982	0.0161	0.9551	0.0000	0.0049
	2.0	0.658	0.457	4.42	5.97	0.0684	0.1166	0.0791	0.0131	0.1341	0.0910	0.1002	0.1786	0.0361	0.2050	0.0006	0.0990	0.0005	0.0990	0.0094	0.9795	0.0000	0.0050
0.2	0.4	0.677	0.469	4.42	6.37	0.0706	0.1126	0.0791	0.0134	0.1345	0.0925	0.1020	0.1788	0.0409	0.1976	0.0050	0.0890	0.0182	0.1581	0.1640	0.6017	0.0013	0.0171
	0.6	0.730	0.463	4.56	7.18	0.0664	0.1225	0.0785	0.0149	0.1302	0.1025	0.0942	0.1972	0.0335	0.2146	0.0037	0.0917	0.013[illegible]	0.1684	0.1241	0.7006	0.0010	0.0179
	1.0	0.793	0.458	4.74	8.22	0.0610	0.1351	0.0777	0.0168	0.1248	0.1154	0.0843	0.2207	0.0242	0.2368	0.0022	0.0961	0.0080	0.1815	0.0728	0.8245	0.0006	0.0187
	1.5	0.831	0.455	4.86	8.88	0.0576	0.1434	0.0772	0.0180	0.1214	0.1235	0.0781	0.2355	0.0152	0.2507	0.0012	0.0973	0.0044	0.1897	0.0403	0.9029	0.0003	0.0193
	2.0	0.849	0.453	4.91	9.20	0.0559	0.1473	0.0769	0.0180	0.1197	0.1276	0.0750	0.2429	0.0153	0.2576	0.0007	0.0984	0.0026	0.1939	0.0242	0.9418	0.0002	0.0196
0.3	0.4	0.741	0.439	4.52	7.63	0.0698	0.1155	0.0787	0.0149	0.1319	0.1013	0.0987	0.1899	0.0420	0.1929	0.0056	0.0868	0.0420	0.1929	0.2371	0.3457	0.0045	0.0338
	0.6	0.831	0.427	4.75	9.24	0.0642	0.1295	0.0777	0.0176	0.1255	0.1182	0.0877	0.2165	0.0338	0.2130	0.0045	0.0893	0.0338	0.2130	0.1935	0.4682	0.0036	0.0359
	1.0	0.954	0.415	5.09	11.69	0.0559	0.1611	0.0762	0.0215	0.1153	0.1440	0.0711	0.2621	0.0217	0.2436	0.0028	0.0930	0.0217	0.2436	0.1261	0.6548	0.0023	0.0391
	1.5	1.036	0.409	5.34	13.53	0.0497	0.1673	0.0751	0.0245	0.1085	0.1633	0.0587	0.2948	0.0128	0.2655	0.0017	0.0959	0.0128	0.2666	0.0750	0.7952	0.0014	0.0415
	2.0	1.078	0.407	5.48	14.54	0.0464	0.1762	0.0745	0.0262	0.1015	0.1740	0.0520	0.3129	0.0040	0.2792	0.0010	0.0974	0.0040	0.2792	0.0467	0.8725	0.0008	0.0448
0.4	0.4	0.774	0.405	4.55	8.70	0.0700	0.1117	0.0786	0.0156	0.1315	0.1035	0.0992	0.1855	0.0445	0.1773	0.0069	0.0849	0.0713	0.1938	0.2780	0.0876	0.0106	0.0509
	0.6	0.901	0.386	4.83	11.28	0.0646	0.1269	0.0774	0.0192	0.1240	0.1254	0.0875	0.2182	0.0377	0.1932	0.0049	0.0869	0.0611	0.2204	0.2456	0.2035	0.0089	0.0547
	1.0	1.102	0.367	5.33	16.03	0.0549	0.1548	0.0752	0.0257	0.1105	0.1658	0.0671	0.2780	0.0267	0.2222	0.0034	0.0904	0.0438	0.2689	0.1817	0.4177	0.0063	0.0616
	1.5	1.260	0.357	5.79	20.46	0.0462	0.1807	0.0732	0.0319	0.0912	0.2035	0.0515	0.3319	0.0173	0.2491	0.0022	0.0938	0.0284	0.3142	0.1198	0.6183	0.0037	0.0679
	2.0	1.343	0.352	6.09	23.32	0.0407	0.1975	0.0719	0.0338	0.0903	0.2278	0.0367	0.3699	0.0113	0.2664	0.0014	0.0959	0.0187	0.3434	0.0793	0.7470	0.0027	0.0720
0.5	0.4	0.768	0.371	4.56	9.45	0.0700	0.1048	0.0786	0.0164	0.1312	0.0993	0.0983	0.1679	0.0442	0.1663	0.0069	0.0836	0.0983	0.1679	0.2710	+0.1319	0.0189	0.0556
	0.6	0.919	0.343	4.84	12.94	0.0651	0.1176	0.0774	0.0193	0.1240	0.1218	0.0884	0.1935	0.0336	0.1769	0.0051	0.0849	0.0884	0.1935	0.2593	+0.0493	0.0167	0.0702
	1.0	1.200	0.316	5.42	20.61	0.0561	0.1451	0.0749	0.0280	0.1096	0.1709	0.0706	0.2486	0.0299	0.1993	0.0038	0.0877	0.0705	0.2486	0.2203	0.1356	0.0131	0.0802
	1.5	1.470	0.301	6.10	29.74	0.0466	0.1777	0.0720	0.0381	0.0934	0.2290	0.0516	0.3137	0.0215	0.2255	0.0027	0.0909	0.0516	0.3137	0.1663	0.3579	0.0094	0.0918
	2.0	1.647	0.295	6.63	37.04	0.0393	0.2036	0.0698	0.0466	0.0807	0.2755	0.0370	0.3655	0.0153	0.2463	0.0019	0.0934	0.0370	0.3655	0.1209	0.5361	0.0067	0.1011
0.6	0.4	0.726	0.341	4.62	9.84	0.0675	0.0986	0.0782	0.0146	0.1280	0.0916	0.0923	0.1519	0.0419	0.1603	0.0056	0.0829	0.1154	0.1276	0.2103	+0.2862	0.0283	0.0769
	0.6	0.872	0.305	4.88	13.97	0.0630	0.1072	0.0771	0.0183	0.1214	0.1096	0.0835	0.1664	0.0368	0.1666	0.0048	0.0837	0.1058	0.1463	0.2221	+0.2453	0.0254	0.0813
	1.0	1.196	0.267	5.43	24.35	0.0560	0.1277	0.0748	0.0274	0.1092	0.1537	0.0715	0.1999	0.0299	0.1804	0.0038	0.0854	0.0926	0.1910	0.2190	+0.1321	0.0212	0.0913
	1.5	1.388	0.247	6.18	39.79	0.0482	0.1572	0.0718	0.0408	0.0939	0.2183	0.0572	0.2478	0.0237	0.1997	0.0030	0.0878	0.0762	0.2559	0.1926	0.0433	0.0171	0.1055
	2.0	1.905	0.237	6.92	55.51	0.0412	0.1870	0.0688	0.0544	0.0729	0.2839	0.0455	0.2960	0.0186	0.2189	0.0023	0.0901	0.0611	0.3215	0.1589	0.2243	0.0136	0.1197
0.7	0.4	0.657	0.321	4.86	9.96	0.0631	0.0954	0.0770	0.0138	0.1175	0.0846	0.0844	0.1461	0.0392	0.1582	0.0053	0.0827	0.1175	0.0846	0.0959	+0.3666	0.0372	0.0854
	0.6	0.770	0.275	5.14	14.39	0.0580	0.1006	0.0758	0.0167	0.1097	0.0955	0.0745	0.1543	0.0335	0.1621	0.0046	0.0832	0.1097	0.0955	0.1322	+0.3615	0.0330	0.0890
	1.0	1.056	0.224	5.62	26.43	0.0516	0.1122	0.0738	0.0243	0.0992	0.1213	0.0626	0.1710	0.0269	0.1694	0.0035	0.0841	0.0992	0.1213	0.1655	+0.3228	0.0280	0.0965
	1.5	1.491	0.196	6.24	47.48	0.0463	0.1304	0.0714	0.0371	0.0890	0.1633	0.0537	0.1939	0.0223	0.1796	0.0028	0.0854	0.0890	0.1633	0.1731	+0.2367	0.0241	0.1076
	2.0	1.944	0.183	6.95	73.85	0.0417	0.1523	0.0687	0.0530	0.0791	0.2149	0.0468	0.2255	0.0191	0.1915	0.0024	0.0869	0.0793	0.2149	0.1646	+0.1219	0.0210	0.1210
0.8	0.4	0.583	0.319	5.46	9.97	0.0585	0.0951	0.0741	0.0137	0.1040	0.0837	0.0793	0.1456	0.0380	0.1580	0.0053	0.0826	0.1023	0.0461	+0.1041	+0.3734	0.0452	0.0917
	0.6	0.645	0.261	5.89	14.44	0.0516	0.0990	0.0721	0.0160	0.0921	0.0907	0.0667	0.1520	0.0311	0.1614	0.0043	0.0831	0.0950	0.0517	+0.0150	+0.3956	0.0388	0.0951
	1.0	0.618	0.196	6.47	27.06	0.0436	0.1033	0.0696	0.0211	0.0781	0.1025	0.0521	0.1615	0.0232	0.1660	0.0031	0.0838	0.0863	0.0628	0.0588	+0.4118	0.0319	0.1004
	1.5	1.128	0.155	6.98	50.85	0.0385	0.1130	0.0676	0.0296	0.0692	0.1175	0.0432	0.1715	0.0184	0.1705	0.0024	0.0844	0.0802	0.0793	0.0990	+0.4003	0.0283	0.1064
	2.0	1.533	0.135	7.47	84.60	0.0355	0.1223	0.0658	0.0412	0.0638	0.1357	0.0394	0.1824	0.0159	0.1750	0.0020	0.0849	0.0759	0.1009	0.1150	+0.3684	0.0242	0.1133
0.9	0.4	0.524	0.356	6.87	10.10	0.0604	0.0948	0.0674	0.0157	0.1031	0.0835	0.0844	0.1439	0.0418	0.1565	0.0059	0.0824	0.0674	0.0157	+0.3652	+0.2913	0.0560	0.0942
	0.6	0.542	0.295	7.95	14.58	0.0497	0.0991	0.0623	0.0184	0.0866	0.0913	0.0691	0.1510	0.0339	0.1605	0.0048	0.0830	0.0623	0.0184	+0.2658	+0.3364	0.0460	0.0985
	1.0	0.594	0.206	9.44	27.16	0.0372	0.1052	0.0553	0.0226	0.0642	0.1033	0.0424	0.1603	0.0231	0.1656	0.0032	0.0837	0.0553	0.0226	+0.1311	+0.3969	0.0337	0.1044
	1.5	0.695	0.142	10.48	51.25	0.0289	0.1094	0.0506	0.0266	0.0492	0.1105	0.0346	0.1680	0.0159	0.1642	0.0021	0.0842	0.0506	0.0266	+0.0110	+0.4351	0.0255	0.1089
	2.0	0.842	0.107	11.07	86.80	0.0245	0.1147	0.0451	0.0306	0.0414	0.1159	0.0274	0.1723	0.0121	0.1714	0.0016	0.0845	0.0481	0.0305	0.0049	+0.4615	0.0213	0.1117

Table Prismatic Haunch at Both Ends

Note : all carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive .

		Carry-over factors	Stiffness factors	Unif. load F.E.M. coof.x wL	Concentrated load F.E.M. = COEF. x PL										Haunch load, both haunches F.E.M. coof. x WL^2
					b = 0.1		0.3		0.5		0.7		0.9		
a	r	$C_{AB} = C_{BA}$	$K_{AB} = K_{BA}$	$M_{AB} = M_{BA}$	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	$M_{AB} = M_{BA}$
0.1	0.4	0.583	5.49	0.0921	0.0905	0.0053	0.1727	0.0606	0.1386	0.1396	0.0606	0.1727	0.0053	0.0905	0.0049
	0.6	0.603	5.93	0.0940	0.0982	0.0040	0.1796	0.0589	0.1428	0.1428	0.0589	0.1796	0.0040	0.0932	0.0049
	1.0	0.624	6.45	0.0961	0.0962	0.0023	0.1873	0.0566	0.1462	0.1462	0.0566	0.1878	0.0023	0.0962	0.0050
	1.5	0.636	6.75	0.0972	0.0980	0.0013	0.1918	0.0551	0.1480	0.1480	0.0551	0.1918	0.0013	0.0980	0.0050
	2.0	0.641	6.90	0.0976	0.0988	0.0008	0.1939	0.0543	0.1489	0.1489	0.0548	0.1939	0.0008	0.0988	0.0050
0.2	0.4	0.634	7.32	0.0970	0.0874	0.0079	0.1852	0.0623	0.1506	0.1506	0.0623	0.1852	0.0079	0.0874	0.0187
	0.6	0.674	8.80	0.1007	0.0899	0.0066	0.1993	0.0581	0.1575	0.1575	0.0584	0.1993	0.0066	0.0899	0.0191
	1.0	0.723	11.09	0.1049	0.0735	0.0046	0.2193	0.0499	0.1654	0.1659	0.0499	0.2193	0.0046	0.0935	0.0195
	1.5	0.752	12.87	0.1073	0.0961	0.0029	0.2338	0.0420	0.1699	0.1699	0.0420	0.2338	0.0029	0.0961	0.0197
	2.0	0.765	13.87	0.1084	0.0976	0.0018	0.2410	0.0372	0.1720	0.1720	0.0372	0.2410	0.0018	0.0976	0.0198
0.3	0.4	0.642	9.02	0.0977	0.0845	0.0097	0.1763	0.0707	0.1558	0.1558	0.0707	0.1763	0.0097	0.0845	0.0397
	0.6	0.697	12.09	0.1027	0.0861	0.0095	0.1898	0.0703	0.1665	0.1665	0.0700	0.1898	0.0095	0.0861	0.0410
	1.0	0.775	18.68	0.1091	0.0890	0.0084	0.2136	0.0627	0.1803	0.1803	0.0627	0.2136	0.0084	0.0890	0.0426
	1.5	0.828	26.49	0.1132	0.0920	0.0065	0.2376	0.0492	0.1891	0.1891	0.0492	0.2376	0.0065	0.0920	0.0437
	2.0	0.855	32.77	0.1153	0.0943	0.0048	0.2555	0.0366	0.1934	0.1934	0.0366	0.2555	0.0040	0.0943	0.0442
0.4	0.4	0.599	10.15	0.0937	0.0825	0.0101	0.1601	0.0732	0.1509	0.1509	0.0732	0.1601	0.0101	0.0825	0.0642
	0.6	0.652	14.52	0.0985	0.0833	0.0106	0.1663	0.0776	0.1632	0.1632	0.0776	0.1668	0.0106	0.0833	0.0668
	1.0	0.744	26.05	0.1067	0.0847	0.0112	0.1790	0.0835	0.1833	0.1833	0.0885	0.1790	0.0112	0.0847	0.0711
	1.5	0.827	45.95	0.1131	0.0862	0.0113	0.1919	0.0852	0.1995	0.1995	0.0862	0.1919	0.0113	0.0862	0.0745
	2.0	0.878	71.41	0.1169	0.0876	0.0108	0.2033	0.0822	0.2089	0.2089	0.0822	0.2003	0.0108	0.0876	0.0766
0.5	0.0	0.500	4.00	0.0833	0.0810	0.0090	0.1470	0.0630	0.1250	0.1250	0.0630	0.1430	0.0090	0.0810	0.0863

TABLE 58, Prismatic Member Having I=∞ at Both Ends

Note :
all carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive .

a	Carry-over factors	Stiffness factors	Unif. load F.E.M.= coef.x wL	Concentrated load F.E.M. = Coef. x PL									
				b									
				0.1		0.2		0.3		0.4		0.5	
	C	K	M	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}
0.05	0.575	5.23	0.0913	0.0940	0.0080	0.1505	0.0245	0.1711	0.0595	0.1640	0.0999	0.1305	0.1305
0.10	0.648	7.11	0.0983	0.1000	0.0000	0.1722	0.0152	0.1968	0.0532	0.1856	0.1019	0.1500	0.1500
0.15	0.719	10.17	0.1046	0.1000	0.0000	0.1909	0.0056	0.2247	0.0431	0.2095	0.1013	0.1625	0.1625
0.20	0.786	15.56	0.1108	0.1000	0.0000	0.2000	0.0000	0.2646	0.0286	0.2369	0.0964	0.1750	0.1750
0.25	0.846	26.08	0.1146	0.1000	0.0000	0.2000	0.0000	0.2830	0.0118	0.2699	0.0851	0.1875	0.1875

TABLE 56, Summetrical Straight Haunches - Constant Depth

Note :
All carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive .

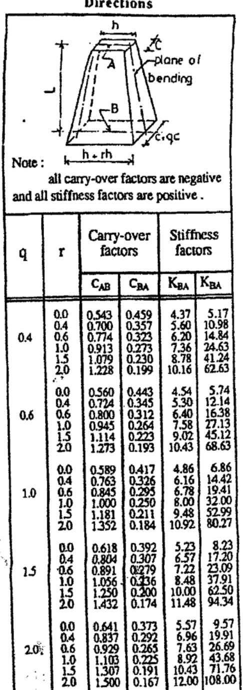
a	q	Carry-over factors	Stiffness factors	Unif, load F.E.M. coef.x wL	Concentrated load F.E.M. - COEF. x PL									
					b									
					0.1		0.3		0.5		0.7		0.9	
		C	K	M	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA	MAB	MBA
0.1	0.4	0.620	4.30	0.0855	0.0838	0.0080	0.1530	0.0627	0.1285	0.1285	0.0627	0.1530	0.0080	0.0838
	0.6	0.628	4.42	0.0864	0.0849	0.0076	0.1554	0.0626	0.1299	0.1299	0.0626	0.1554	0.0076	0.0849
	1.0	0.640	4.63	0.0876	0.0866	0.0069	0.1591	0.0622	0.1320	0.1370	0.0622	0.1591	0.0069	0.0866
	1.5	0.651	4.83	0.0888	0.0882	0.0062	0.1628	0.0618	0.1339	0.1339	0.0618	0.1682	0.0062	0.0887
	2.0	0.660	5.00	0.0898	0.0894	0.0056	0.1656	0.0613	0.1354	0.1354	0.0613	0.1656	0.0066	0.0894
0.2	0.4	0.532	4.57	0.0859	0.0838	0.0082	0.1562	0.0632	0.1311	0.1311	0.0632	0.1562	0.0062	0.0838
	0.6	0.545	4.32	0.0882	0.0848	0.0079	0.1600	0.0631	0.1335	0.1335	0.0631	0.1600	0.0079	0.0848
	1.0	0.566	5.25	0.0904	0.0864	0.0074	0.1662	0.0628	0.1373	0.1373	0.0628	0.1662	0.0074	0.0864
	1.5	0.586	5.73	0.0924	0.0879	0.0068	0.1725	0.0621	0.1410	0.1410	0.0621	0.1725	0.0068	0.0879
	2.0	0.604	6.14	0.0940	0.0890	0.0053	0.1776	0.0614	0.1439	0.1439	0.0614	0.1776	0.0063	0.0890
0.3	0.4	0.536	4.77	0.0874	0.0833	0.0086	0.1559	0.0641	0.1326	0.1320	0.0641	0.1569	0.0066	0.0833
	0.6	0.553	5.14	0.0890	0.0841	0.0084	0.1609	0.0644	0.1356	0.1356	0.0644	0.1609	0.0064	0.0841
	1.0	0.578	6.82	0.0916	0.0854	0.0081	0.1676	0.0647	0.1407	0.1407	0.0647	0.1676	0.0081	0.0854
	1.5	0.604	6.58	0.0941	0.0367	0.0076	0.1745	0.0646	0.1456	0.1456	0.0646	0.1745	0.0076	0.0867
	2.0	0.625	7.25	0.0961	0.0870	0.0075	0.1801	0.0643	0.1496	0.1496	0.0643	0.1801	0.0075	0.0876

TABLE 57, Straight Haunch at One End - Constant Depth

Note :
All carry-over factors and fixed end moment coefficients are negative and all stiffness factors are positive .

a	q	Carry-over factors		Stiffness factors		Unif. load F.E.M. coef.x wL		Concentrated load F.E.M. = COEF. x PL, b = 0.1		0.3		0.5		0.7		0.9	
		C_{AB}	C_{BA}	K_{AB}	K_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}	M_{AB}	M_{BA}
0.1	0.4	0.499	0.522	4.24	4.06	0.0876	0.0813	0.0840	0.0075	0.1547	0.0594	0.1319	0.1217	0.0665	0.1453	0.0095	0.0808
	0.6	0.498	0.530	4.35	4.08	0.0893	0.0805	0.0852	0.0070	0.1576	0.0580	0.1346	0.1205	0.0679	0.1447	0.0097	0.0807
	1.0	0.497	0.544	4.49	4.11	0.0920	0.0792	0.0870	0.0061	0.1625	0.0557	0.1389	0.1184	0.0702	0.1436	0.0100	0.0805
	1.5	0.496	0.556	4.64	4.14	0.0945	0.0780	0.0886	0.0053	0.1671	0.0535	0.1431	0.1164	0.0724	0.1426	0.0104	0.0804
	2.0	0.495	0.566	4.76	4.17	0.0965	0.0771	0.0899	0.0047	0.1707	0.0518	0.1464	0.1149	0.0741	0.1418	0.0106	0.0802
0.2	0.4	0.494	0.538	4.46	4.09	0.0901	0.0802	0.0841	0.0075	0.1590	0.0575	0.1366	0.1197	0.0692	0.1442	0.0099	0.0806
	0.6	0.492	0.554	4.65	4.13	0.0928	0.0790	0.0853	0.0069	0.1639	0.0553	0.1414	0.1176	0.0717	0.1431	0.0103	0.0804
	1.0	0.489	0.580	4.97	4.19	0.0974	0.0769	0.0871	0.0060	0.1720	0.0517	0.1494	0.1140	0.0760	0.1413	0.0108	0.0801
	1.5	0.485	0.605	5.31	4.25	0.1020	0.0749	0.0888	0.0052	0.1801	0.0480	0.1576	0.1105	0.0804	0.1393	0.0116	0.0799
	2.0	0.482	0.625	5.58	4.31	0.1057	0.0733	0.0900	0.0046	0.1866	0.0452	0.1642	0.1076	0.0839	0.1377	0.0120	0.0796
0.3	0.4	0.488	0.551	4.64	4.11	0.0912	0.0798	0.0837	0.0075	0.1603	0.0569	0.1393	0.1187	0.0709	0.1436	0.0102	0.0805
	0.6	0.484	0.572	4.92	4.16	0.0945	0.0786	0.0848	0.0071	0.1658	0.0544	0.1454	0.1161	0.0742	0.1422	0.0107	0.0803
	1.0	0.477	0.608	5.41	4.24	0.1001	0.0759	0.0863	0.0062	0.1751	0.0503	0.1559	0.1117	0.0801	0.1397	0.0116	0.0799
	1.5	0.470	0.645	5.95	4.33	0.1059	0.0734	0.0878	0.0055	0.1845	0.0461	0.1670	0.1070	0.0863	0.1372	0.0125	0.0795
	2.0	0.464	0.675	6.41	4.40	0.1108	0.0714	0.0890	0.0049	0.1923	0.0428	0.1763	0.1032	0.0916	0.1350	0.0133	0.0792

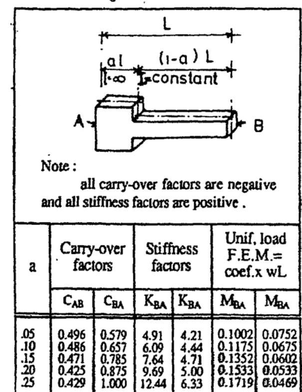
TABLE 55, Tapar in Two Directions



Note :
all carry-over factors are negative and all stiffness factors are positive .

q	r	Carry-over factors		Stiffness factors	
		C_{AB}	C_{BA}	K_{BA}	K_{BA}
0.4	0.0	0.543	0.459	4.37	5.17
	0.4	0.700	0.357	5.60	10.98
	0.6	0.774	0.323	6.20	14.84
	1.0	0.913	0.273	7.36	24.63
	1.5	1.079	0.230	8.78	41.24
	2.0	1.228	0.199	10.16	62.63
0.6	0.0	0.560	0.443	4.54	5.74
	0.4	0.724	0.345	5.30	12.14
	0.6	0.800	0.312	6.40	16.38
	1.0	0.945	0.264	7.58	27.13
	1.5	1.114	0.223	9.02	45.12
	2.0	1.273	0.193	10.43	68.63
1.0	0.0	0.589	0.417	4.86	6.86
	0.4	0.763	0.326	6.16	14.42
	0.6	0.845	0.295	6.78	19.41
	1.0	1.000	0.250	8.00	32.00
	1.5	1.181	0.211	9.48	52.99
	2.0	1.352	0.184	10.92	80.27
1.5	0.0	0.618	0.392	5.23	8.23
	0.4	0.804	0.307	6.57	17.20
	0.6	0.891	0.279	7.22	23.09
	1.0	1.056	0.236	8.48	37.91
	1.5	1.250	0.200	10.00	62.50
	2.0	1.432	0.174	11.48	94.34
2.0	0.0	0.641	0.373	5.57	9.57
	0.4	0.837	0.292	6.96	19.91
	0.6	0.929	0.265	7.63	26.69
	1.0	1.103	0.225	8.92	43.68
	1.5	1.307	0.191	10.43	71.76
	2.0	1.500	0.167	12.00	108.00

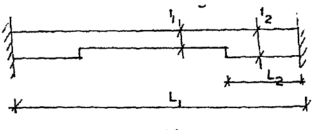
TABLE 59. Prismatic Member Having I=∞ at One End



Note :
all carry-over factors are negative and all stiffness factors are positive .

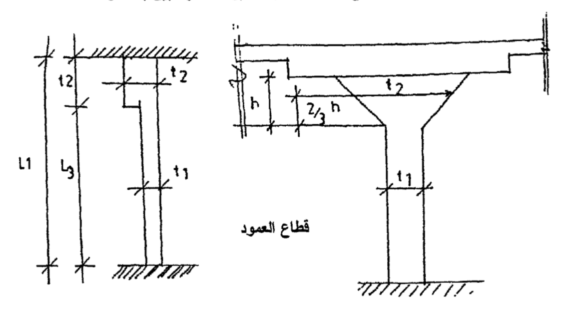
a	Carry-over factors		Stiffness factors		Unif. load F.E.M.= coef.x wL	
	C_{AB}	C_{BA}	K_{BA}	K_{BA}	M_{BA}	M_{BA}
.05	0.496	0.579	4.91	4.21	0.1002	0.0752
.10	0.486	0.657	6.09	4.44	0.1175	0.0675
.15	0.471	0.785	7.64	4.71	0.1352	0.0602
.20	0.425	0.875	9.69	5.00	0.1533	0.0533
.25	0.429	1.000	12.44	6.33	0.1719	0.0469

يمكنك تمثيل عنصر البلاطة كما هم مبين بالشكل اسفله :

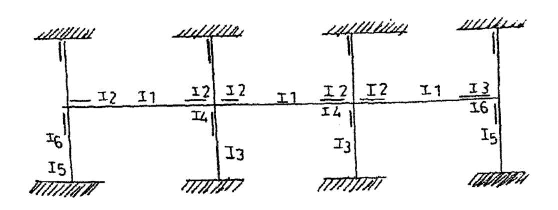


قطاع الكمرة

كما يمكنك تمثيل عنصر العمود على أنه عنصر ذو عمقين كما هو مبين بالشكل أسفله



قطاع العمود



دراسة رقم (٢) :

الفتحات والفراغات فى البلاطات المسطحة:

يمكن للمصمم عمل الفتحة المطلوبة فى المنطقة (١) بأمان تام.

أما المنطقة رقم (٢) فهى آمنة ولكن ليست جيدة من ناحية تصميم شريحة العمود.

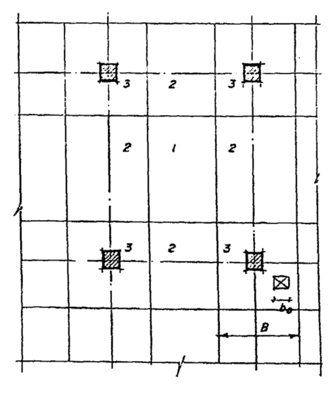
أما المنطقة رقم (٣) فيجب الإمتناع تماماً عن عمل أى فتحات فىهذه المنطقة على قدر الإمكان أما إذا كان من الضرورى عمل الفتحة فى هذه المنطقة فيجب إلتزام الشرط التالى:

$b_o = (\frac{1}{8})\ B$ in zero (3)

$= (\frac{1}{4})\ B$ in zero (2)

No limit in zero (1)

حيث (b_o) = طول الفتحة (أكبر أبعادها).



ملاحظة :

يجب الإلتزام الكامل بنص الكود المصرى للخرسانة لعام ١٩٩٦ والخاص بالفتحات فى البلاطة المسطحة صفحة ١٤٤ بند رقم ٦-٢-٦-١٠ والسابقة ذكره.

دارسة رقم (٣):

تم تقديم هذه الدارسة من خلال المؤتمر المصرى الأول للهندسة الإنشائية المنعقد عام ١٩٨٥ فى جامعة القاهرة، هذه الدراسة تم كتابتها بواسطة فريق عمل مكون من :

١- د/ بهى الدين.
٢- م/ عبد الرحمن.
٣- أ.د / صبرى سمعان.

وعنوانها :

"Assessment of approxinate analysis of flat plate floor systems"

فى هذه الدراسة تم عمل تحليل دقيق accurate بطريقة finite element method وتم عمل دراسة مقارنة جيدة بين نتائج التحليل بالطريقة السابقة وبين طريقة مواصفات الكود المصرى (كل من طريقة التحليل الفرضى وطريقة تحليل بالإطارات) والكود الإنجليزى CP-110 والكود الألمانى Din 1045 والكود الإمريكى ACI. فيجب الرجوع إلى هذه الدراسة وقراءتها بعناية وهى فى الصفحات التالية من منشورات المؤتمر السابق ذكره من صفحة ٥٨٦ إلى صفحة ٥٩٢ الجزء الأول.

دراسة رقم (٤) :

وهى دراسة تم نشرها فى المؤتمر السابق ذكره عالية وعنوانها

"Effect of cantiliverss on The behaviour of concrete flat plates"

تحت إشراف الإستاذ الدكتور حمدى شاهين والإستاذ الدكتور عبد الهادى خميس وهذه الدراسة يجب قراءتها بعناية لأنها تعطى توصيات جيدة للمساعدة لمزيد من الفهم الدقيق لسلوك هذه النوعية من المنشآت.

دارسة مقارنة بين البلاطات المصمته ذات الكمرات والبلاطات المسطحة (اللاكمرية)

No	SLAB ITEM	SOLID SLAB	FLAT SLAB
1	Short span	Takes the max % of loads	Takes the min % of loads
2	Long span	Takes the min % of loads	Takes the max % of loads
3	Exterior panel	-ve M < -ve M of Interior panel	-ve M < -ve M of Exterior panel
4	Interior panel	-ve M < -ve M of Exterior panel	-ve M < -ve M of Exterior panel
5	Shear	Almost safe	critical (depends on L.L.)
6	Torsional rigidity	Taken into consideration (usually)	neglected
7	Moment on columns	not effetive	effective
8	Marginal beam effect	has no effect	can be of good effect
9	% of steel	< 120 kg/m³	> 120 kg/m³
10	Total cost	Economic for L.L. ≤ 400 % g/m²	Economic for L.L. > 400 kg/m²
11	Shuttering	Big area	Small area





الباب السابع

[illegible] خطوط الكسر

[illegible]



نظرية خطوط الكسر

لحل الألواح والبلاطات المسطحة

تعريف

اللوح المسطح flat plateعبارة عن لوح خرسانة مسلحة محمل مباشرة علـــى الأعمدة بدون مساعدة أى كمرات أو بواكى ساقطة drop panels فى أى مكان حتـــى على الأطراف.spandrels

والأعمدة الحاملة لهذه الألواح قد تكون ذات توزيع منتظم regular أو غـــير منتظم irregular

أى أن الأعمدة الحاملة من الممكن أن تكون موزعة فى صفوف أفقية ورأسية أو ممكن أن تكون غير موزعة بانتظام.

الأنواع المختلفة للألواح المسطحة.Flat Plates :

١- الألواح المسطحة المصمتة.solid

٢- الألواح المسطحة ذات الأعصاب.Ribbed flat plates

٣- الألواح المسطحة المفرغة بالبلوكات.Holoow flat plates

وفى هذا الباب سوف نهتم فقط بالألواح المسطحة المصمتة فقط وذلـــك لأنهـــا أصبحت ذات أهمية كبيرة فى المنشآت الحديثة سواء كانت سكنية أو إدارية.

وهذه الأنواع من البلاطات المسطحة المصمتة اقتصادية من ناحية توفيرهـــا للشدات الخشبية مما يؤدى الى توفير فى وقت الإنشاء والألواح المسطحة ذات توزيع الأعمدة المنتظم تعتبر ببساطة بلاطات مسطحة flat slab ويمكن حلها بإى طريقة من الطرق السابق شرحها فى الباب السادس أما بالنسبة للألواح المسطحة المصمتة ذات توزيع الأعمدة الغير منتظم فإنه يوجد ثلاث طرق لحل مثل هذا النوع من البلاطات

النوع من البلاطات وهو كالتالي :

١- التحليل بواسطة نظرية العناصر المتناهية finite element theory وهـــذه الطريقة تحتاج الى الكثير من العمل الشاق وبرامج الكمبيوتر المتقدمـــة مثـــال STAAD III, SAP 90 ولذلك فإن هذه الطريقة غير عملية فى التطبيـــق

خصوصاً فى حالة عدم توافر أجهزة كمبيوتر متقدمة .

٢- الطريقة الثانية طريقة الحل باستخدام الكمـــرات المدفونـــة Embedded : Beams Method هذه الطريقة هى الغالبة فى التطبيق والشائعة فى أوساط المهندسين بالرغم من أنها طريقة متحفظة جداً conservative وكذلك فهـــى تعطى حلولا غير اقتصادية . not economic

٣- الطريقة الثالثة طريقة التحليل بواسطة نظرية خطوط الكســـرyield line theory. وهذه الطريقة هى احسن الطرق من الناحية العمليـــة practical وكذلك تعطى نتائج اقتصادية.وقد اعترف بهـــا الكـــود المصـــرى للخرســـانة المسلحة الصادر عام ١٩٨٩ والتحديث الأول لهذا الكود الصادر عام ١٩٩٦.

وأستاذنا المرحوم الدكتور / محمد هلال قال فى تعليقة على هذه الطريقة فـــى كتابة الأول fundamentals الأتى :

أن طريقة خطوط الكسرتم التحقق من صحة نتائجها بالتجارب العمليـــة وان الحمل المحسوب بواسطتها يكون دائما اقل من الحمل الحقيقـــي النـــاتج مـــن التجارب العملية وان المهندسين يمكنهم استخدام هذه الطريقة فى التصميم بكـــل ثقة وأمان فأنها تعطى نتائج متحفظة بعض الشئ لمقاومة البلاطات الخرســـانية فى العزوم وأن البلاطات المصممه بهذه الطريقة سوف تكون مرضيـــة تمامـــاً تحت تأثير احمال التشغيل .working Loads

بند (٦-٢-٣) الكود المصرى للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٦

التحديث الأول: صفحة ١٢٢:

تصميم البلاطات بطريقة خطوط الكسر

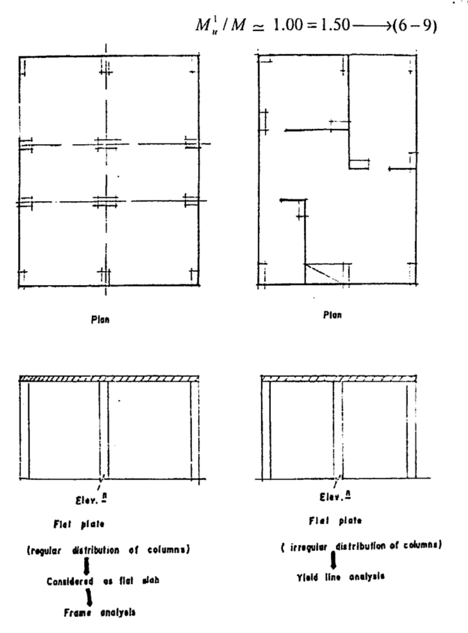
نص الكود المصرى:

يجوز استخدام طريقة خطوط الكسر فى التصميم البلاطات وهى تستند علـــى سلوك البلاطات عند بلوغها حد الانهيار ويشترط عند التصميم بهذه الطريقة اســـتيفاء اقل سمك للبلاطات ولكن يلاحظ ان هذه الطريقة لا تحقق شـــرط اســـتيفاء عـــرض

الشروخ فى اسطح شد البلاطات المعرضة للظروف البيئية من القسمين الثالث و الرابع طبقا للبند (٤-٣-٢-٤- هـ) ولذا يجب عدم استخدامها فى مثل هذه الحالات .

ويراعى فى هذه الطريقة أن تتراوح نسبة مقاومة المقطع للعزوم السالبة (M'_u)الى مقاومة المقطع للعزوم الموجبة (M_u) فى نفس الاتجاه بين ١,٠٠ الى ١,٥٠.

$$M^{1}_{u} / M \simeq 1.00 = 1.50 \longrightarrow (6-9)$$



شكل (٧-١)

نظرية خطوط الكسر (كسر الخضوع)

Yield Line Theory

١- مقدمة تاريخية:

أن نشأة نظرية خطوط الكسر يرجع إلى حوالى ستين عاماً مضت وأن الباحثين الأوائل أمثال باخ، وجراف، وانجرسلف قامت باشتقاق معادلات لحالات الإنهيار فـى البلاطات من خلال اعتبارات شروط الأتزان المشروط بقوى العـزوم فقـط وغـير مصحوبة بقوى القص والإلتواء. وفى عام ١٩٤٣ حدث تقدم فـى البحـث بواسـطة جوهانسون ومنذ تلك اللحظة أصبحت هذه النظرية مادة خصبة لكثير مـن الأبحـاث والباحثين أمثال ل.ل.جونز، ر.هـ. وود فى كتبهم الجيدة وأسماءها كالتالى:

1- Ultinate Load Analysis of Reinforced and Prestressed Conerete Structures (Chatto and Windus 1962),
2- Plastic and Eleastic Design of slabs and Plates, Thames and Hudson,1961,
3- Yield Line Analysis of Slabs,Thames and Hudson, Chatto and Windus,1967.

٢- المبادئ والفروض الأساسية للنظرية:

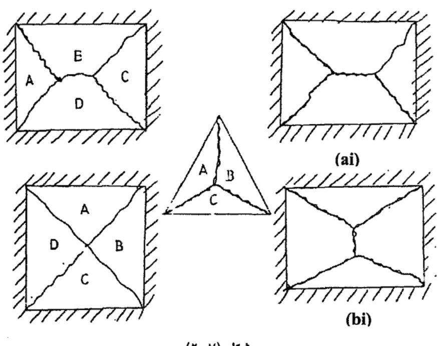
عندما نقوم بتحميل بلاطة إلى أقصى حمل فإن البلاطة الخرسانية المسلحة تبدأ فى التشريخ عند النقاط التى يكون فيها نسبة العزوم الفعلية الواقعة على البلاطة فيهـا لعزوم مقاومة البلاطة Moment of Resistance فى أقصى قيمة.

وكلما زاد الحمل فإن الخرسانة تستمر فى التشريخ ويستمر الحديد فى حـدوث حالة الخضوع Yield of Steel ثم تمتد هذه الشروخ حتى تصل إلى أركان البلاطـة وبذلك تقوم خطوط الشروخ بتقسيم البلاطة إلى مساحات عديدة منفصلة عن بعضهـا، كما هو مبين بالشكل (٧-٢) وهذه المساحات تكون منفصلة من بعضها بواسطة مـا يعرف بخطوط كسر الخضوع Yield Lines، وعند حدوث أى زيادة إضافيـة سـوف تحدث بعدها الإنهيار الكامل للبلاطة Slab Collapse.

فى أثناء عملية التصميم فإن الحمل الذى يحدث عنده النظام الكــامل لخطــوط كسر الخضوع يتم حسابه وبتطبيق معامل آمان مناسب فإن عزم المقاومة الذى يجــب أن تمتلكه البلاطة الخرسانية (والذى يتحكم فيه تخانة البلاطة وحديد التسليح فيها) حتى تستطيع مقاومة حمل معين عليها يمكن تحديده من خلال قسمة عزم خطــوط الكســر على معامل الأمان المناسب. والبلاطة مصمته ذات شكل محدد فإنه من الممكن عــادة إفتراض العديد من أشكال الإنهيار Modes of failure يكون الشكل الحرج يعتمد غالباً على حالات الإرتكازات الطرفية للبلاطة وأبعاد البلاطة وكذلك نسبة حديــد التســليح الموجود فى كل إتجاه من إتجاهى البلاطة الرئيسيين.

وكمثال على ذلك:

إذا كانت البلاطة المبينة بشكل fig.(7-2-a_i) تملك التسليح فــى اتجــاه البحــر القصير للبلاطة القوى بدرجة كافية بالمقارنة بالحديد الموجود فى الاتجاه الطويل لذلك فإن هذا الشكل للإنهيار يمتنع حدوثه فى هذه الحالة ويحــدث بــدلاً شــكل الإنهيــار الموجود بارسم fig.(7-2-b_i).



شكل (٧-٢)

القواعد التى تحكم اختيار شكل خطوط كسر الخضوع

Rules Governing the choice of yield line pattern

١- جميع خطوط الكسر يجب أن تسير فى خطوط مستقيمة.

٢- يمكن لخط الكسر تغيير اتجاهه فقط عند التقاطع مع خط كسر خضوع أخر.

٣- خطوط الكسر الفاصلة بين عنصرين من البلاطة يجب أن تمر خلال نقطة تقاطع محاور دوران العنصرين.

٤- كل التسليح المتقاطع مع خط من خطوط الكسر فمن المفروض أن يحدث له خضوع yield عند نقطة تقاطعه مع خط الكسر.

٥- خطوط الكسر تبدأ من التكون من نقطة اكبر عزم انحناء مرن B.M Max. elasic فى البلاطة وتنتهى عند حدود البلاطة.Slab boundary

٦- محاور الدوران عموما تقع على طول خطوط الركائز وتمر أعلى نقاط الإرتكاز (الأعمدة) بأى زاوية كانت.

٧- خطوط الكسر يجب أن تقطع (تمر على) الأطراف الحرة.free edge

الرموز:

١- طرف بسيط الارتكاز.

٢- ركيزة ثابتة.

٣- طرف حر.

٤- عمود.

٥- خط كسر موجب (الكسر فى الوجه السفلى للبلاط)

٦- خط كسر سالب (الكسر فى الوجه العلوى للبلاط)

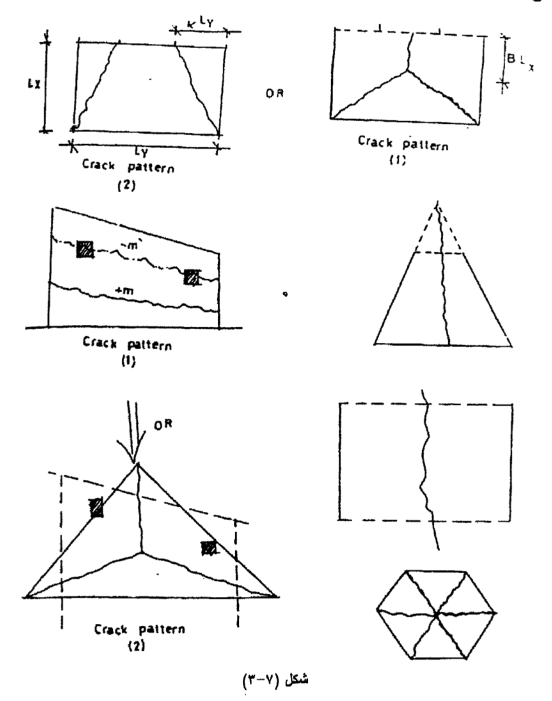
٧- محور الدوران.

٨- حمل خطى.

٩- حمل منتظم التوزيع

١٠- حمل مركز

قيم واتجاهات عزوم المقاومة الموجبة المستمدة من البلاطة والتى تعمـــل فـــى اتجاه عمودى (زاوية قائمة) على الاتجاه المرسوم فى شكل (٧-٣) السفلى تكون كما هى مبينه هنا فإن المقاومة (فى مستوى الورقة) تكون M راسيا وتكون Mµ افقياً.



شكل (٧-٣)

طرق التحليل:

توجد طريقتين أساسيتين للتحليل بواسطة نظرية خطوط الكسر وهما كالتالى:

١- طريقة الشغل التخيلى Virtual work وهى التى سوف نشرحها فى هذا الباب من الكتاب.

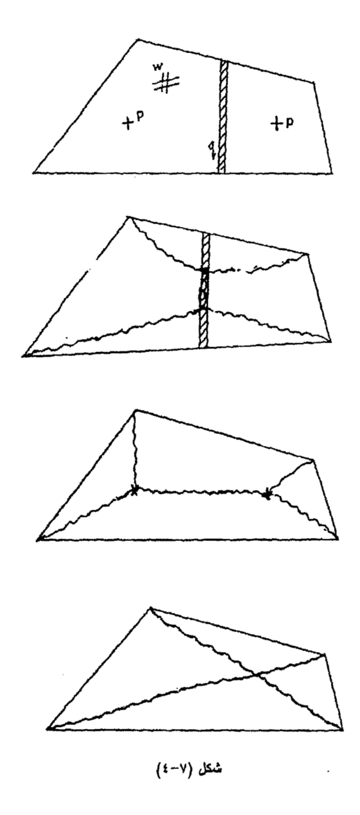
٢- طريقة الاتزان أو طريقة قوى القص ولن يتم شرحها فى هذا الباب لأن استخداماتها محدودة.

Equilibrium or shear force method .

طريقة الشغل التخيلى.Virtual Work method :

هذه الطريقة ترتكز على أساس مساواة (لشكل خطوط الكسر المختار) الشغل المبذول بواسطة الأحمال الخارجية على المساحات المختلفة للبلاطة للحصول على إزاحة تخيلية مساواته بالشغل المبذول بالقوى الداخلية لأحداث خطوط كسر الخضوع وكذلك فى دوران عناصر البلاطة حول محاور دورانها المختلفة .

وعندما يستقر شكل خطوط الكسر عند عناصره النهائية وأبعاده الحرجة فإن النسبة بين المقاومة القصوى للحمل الأقصى تصل الى أقصى قيمة لها، وعند تحليل البلاطة جبرياً فإن هذا الوضع يمكن حله بعلم التفاضل والتكامل المصطلح المعبر عن هذه النسبة ومساواته (مساواة التكامل) بقيمة الصفر وذلك من أجل الحصول على الأبعاد الحرجة، ثم بواسطة إعادة التعويض بهذه القيم الحرجة فى التعبير expression الأساس الأصلي نجد أنه أصبح لدينا صيغة تعطينا المقاومة القصوى المطلوبة للبلاطة ذات الأبعاد المحددة والحمل المعروف . شكل (٧-٤) يعطينا أمثلة لأشكال خطوط الكسر لبعض البلاطات التى تتحمل حمل مركز وحمل خطى(q)وكذلك حمل منتظم التوزيع wt/m^2 .



شكل (٧-٤)

ملاحظة :

مبدأ تركيب الأحمال Super position فى هذه الحالة ممنوع استخدامه مطلقاً وذلك لأن السلوك هنا غير مرن Not elastic ولكنها مشكلة من نوع Ultimate (المقاومة القصوى).

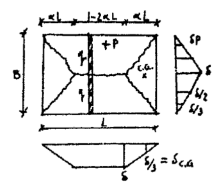
(٧-١) خطوات الحل بطريقة الشغل التخيلى:

١- افترض ميكانيزم (شكل محدد لخطوط الكسر) عند الانهيار.

٢- اختار نقطة محدده من البلاطة وافترض عند هذه النقطة إزاحة رأسية تخيلية (δ) وبهذا يصبح الترخيم الحادث لكل عناصر البلاطة يمكن التعبير عنه بدلالة(δ)

ويكون الفقد فى الطاقة (الشغل) نتيجة هذه الإزاحة كالتالى.

$\sum\iint w\,\delta dx.dy = w.\delta$ .... eq. (7-1)



مثال :

الشغل الخارجى المبذول بواسطة الحمل المنتظم .(W)

$=2 \times B \times (\alpha L\ Al/2) \times (\delta/3) + 2[2\ \alpha\ L \times (\delta/3) + (L-2\alpha L) \times (B/2)\ \delta/2\ ]$

الشغل الخارجى المبذول بواسطة الحمل المركز(P)

$= P \times \delta P$

الشغل المبذول (بواسطة الحمل الخطى.(q)

$= q \times (B/2) \times (\delta/2) \times 2$

= كثافة الحمل × طول تأثير الحمل × الإزاحة اسفل مركز ثقل الحمل =

٣- الشغل الداخلى المبذول بواسطة خطوط الكسر يكون عبارة عن العزم الكلــــى على طول خط الكسر مضروباً فى الدوران الحادث لخط الكسر.

i.e internal work $= \sum m . L . \theta$ .... eq. (7-2)

حيث:

M =عزم الانحناء الأقصى / لوحدة الطول على امتداد خط الكسر

L = طول خط الكسر

θ = دوران خط الكسر

٤- الحل النهائى للبلاطة يتم الحصول علية بمساواة الفاقد من الشغل الخــــارجى السابق بالمكتسب من الشغل الداخلى من الطاقة.

i.e.

$$\sum w . \delta = \sum m . L \theta \qquad \text{............... eq. (7-3)}$$

حيث يمكننا الآن الحصول على = m العزم الأقصى

ultimate moment =

وبذلك يمكننا تصميم البلاطة لمقاومة هذا العزم الأقصـــى بطريقــة التصميــم بالحدود القصوى للمقاومة .

Ultimate Strength Design Method

ملاحظة :

يراعى عدم استخدام طريقة التصميم بإجهادات التشغيل للقطاعات working stress design مع العزم الناتج من الحل بطريقة خطوط الكسر لأن العزم الناتج عزم أقصى Ultimate.

٥- للحصول على الحد الأدنى للطاقة (أى أنها حالة أقل حمل أقصى أو أكبر عزم إنحناء أقصى) يكون لدينا

$(\delta M / \delta X) = \text{Zero}$

وفى حالات كثيرة فإن معادلة الشغل العام يمكن التعبير عنها كالتالى

$m = \frac{u}{V}$

حيث v,u دوال فى المتغير (X).

$$\frac{dm}{dx} = \frac{V[du / dx] - U[dv / dx]}{V^2}$$

للحصول على القيمة القصوى للعزم.(m)

$$\frac{dm}{dx} = o$$

ويكون

$$O = V\frac{du}{du} - U\frac{dv}{dx} \qquad \frac{U}{V} = \left[\frac{du \ / \ dx}{dv \ / \ dx}\right]$$

ولذلك

$$\text{i.e } \frac{\delta m}{\delta B} = O, \frac{\delta m}{\delta \delta} = O, \frac{\delta m}{\delta \psi} = O$$

$$\frac{U}{V} = \frac{du / dx}{dv / dx} =$$

ومن هذه المعادلات يمكن الحصول على كل من ψ, γ, β

٦- صمم القطاعات الخرسانية المسلحة بطريقة المقاومة القصــوى Ultimate strength method للحصول على كل من (d) ، (t) ، (A_s).

حيث

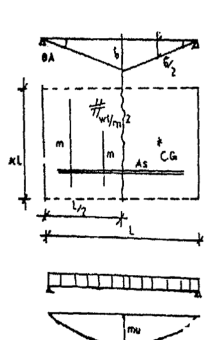
d = عمق القطاع المؤثر للبلاطة .

t = العمق الكلى للبلاطة .

A_s = مساحة حديد التسليح للبلاطة لكل اتجاه من الاتجاهين الرئيسين .

مثال (١)

للبلاطة المسلحة البينة بالشكل احسب و المحملة على ركيزتين فى جهتين متقابلتين حرة الحركة فى الطرفين الآخرين، ومحملة بحمل منتظم Wt / M^2 احسب أقصى عزم للبلاطة.



الحل:

الشغل الخارجى =

$$W_t = \sum W.\delta$$

$$W.\alpha\ (L / 2) > (\delta\ / 2).2$$

$$= W.\ \alpha.L^2.\delta\ / 2$$

$$W_i = m.L.\theta$$

$$= M.(\ \alpha.L)\ [\delta /(L/2)].2=$$

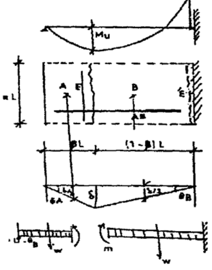
$$4.m.\ \alpha.\delta$$

حيث m = عزم المقاومة الأقصى للحديد وإتجاهه متصاعد على حديد التسليح ومـــوازى للشرخ $W_E = W_i = \frac{W.aL^2.\delta}{2}$

$$= 4.m.\ \alpha.\delta$$

ولذلك يكون $m = W L^2 / \delta$

مثال محلول (٢)



المطلوب للبلاطة بسيطة الارتكاز فـــى جهـــة وكاملة التثبيت fixed فى الجهة المقابلة حـــرة الحركة Free فى الطرفين الأخريين والمبينـــة بالشكل المقابل حسب العزم الأقصى للبلاطة.

الحل:

لدينا شرخين شرخ سالب عند الركيزة الثابتـــة fixation وشرخ عند نقطة أقصى عزم مـــرن موجب .

$$W_{Et} = \sum W.\delta$$
$$= W.\alpha\ .L.\beta\ .L\ (\delta / 2)$$
$$+ W.\alpha .L^2.(L\text{-}\beta\ ).\ (\delta\ / 2)$$
$$= W.\alpha .L^2\ (\beta\ + 1\beta\ )\ (\delta / 2)$$
$$= W.\alpha .L^2\ \ (\delta / 2)$$
$$W_i = \Sigma\ m.L.\theta = m.\alpha.L.\ \theta_A + m.\alpha.L.\ \theta_B + m'.\alpha.L.\ \theta_B$$
$$= \alpha.L.\ (\ m.\frac{\delta}{\beta.L} + m.\frac{\delta}{(1-\beta)L} + m`.\ \frac{\delta}{(1-\beta)L}$$

For m` = m i.e. -ve A_s = + ve. A_s

$$W_i\ = m.\ \alpha\ \delta\ (\frac{1}{\beta} + \frac{2}{1-\beta}) =$$
$$W_i = W_E\ \ W.\ \alpha\ .\ L^2 \cdot(\ \delta\ /_2)$$
$$= m.\ \ \alpha .\delta\ .\ (\frac{1}{\beta} +\ \ \frac{2}{1\text{-}\beta})$$
$$= m.\ \ \alpha .\delta\ .\ \left[\frac{1-\beta+2\beta}{\beta(1-\beta)}\right]$$

for min. W_i energy.

$$\frac{m}{\beta} = 0$$
$$m = \ \frac{W.L^2}{2}.\left[\frac{\beta-\beta^2}{1+\beta}\right]$$
$$\frac{m}{\beta} = \frac{W.L^2}{2} = \frac{\beta(1-\beta)\times 1-(1+\beta).(1-2\beta)}{(1-\beta)^2} = 0$$

$$\beta\ \text{-}\ \beta^2\ \text{-}\ (1\text{-}\ 2\beta^2\ \text{-}\ \beta) = 0$$

therefore $\beta = 0.414$

For m` = m

$\beta = 0.414$

$$m = \frac{W.L^2}{2} \bullet \frac{0.414\times 0.586}{1.414} = \frac{W.L^2}{11.66}$$
$$m = m` = \frac{W.L^2}{11.66}$$

For case (1) m` = 0

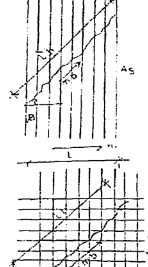
$$m = \frac{W.L^2}{8} \text{ and } \beta = 0.5$$

(2) try case of m` = 2m by yourself.
(3) try case of m` = 1/2 m?

(٢-٧) نظرية (السلوك المربع للخضوع Square Yield Criteria :

عزوم الخضوع على محاور غير متعامدة مع حديد التسليح

١ – حالة شبكة حديد فى اتجاه واحد



m along carck lin = m b
L length along crack line = L_b
θ rotation of crack line

$m_b . L_b = m. L \cos^2 (\beta)$
$m_b = m. \cos (\beta). (L/L_b)$
$m_b = m. \cos^2 (\beta)$ ......eq (7-5)

2)Case of Mesh in Two Directions :

$m_b = m \cos^2 (\beta) + m` \sin^2 (\beta)$ eq (7-6)

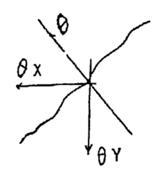
In Case of Isotropic slabs:

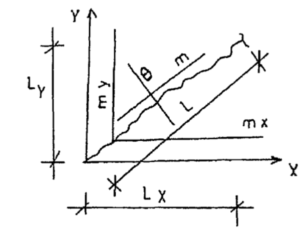
$m = m`$ i.e. $A_s = A`_s$
$m_b = m [\cos^2 (\beta) + \sin^2 (\beta)]$
$m_b = m$ .... eq (7-7)

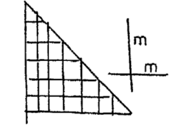
مكونات الشغل الداخلي حول محاور y , x:

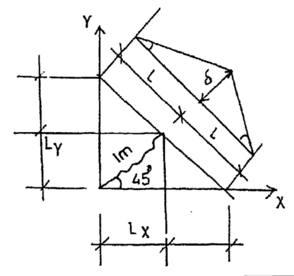
من النقاط الجديرة بالملاحظة أنه حيثما تشكل خط كسر خضوع على زاوية ما على اتجاه العزوم الرئيسية فيمكن بدلا من اعتبار طول الخط الحقيقى ودورانه فيمكن اعتبار بدلاً من ذلك مركبات اتجاهه على العزوم الرئيسية أى على محاور الدوران أو على حروفه المحددة (Boundary edges) وذلك لتبسيط الحل .

i.e. $W_i = m.L.\ \theta = M_s.L_s.\ \theta_x + my\ .Ly.\ \theta y$









مثال

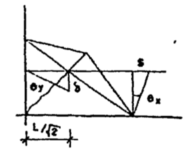
تحت تأثير حمل منتظم Wt/m^2 افترض أن δ =1 و أفترض التسليح متمـــاثل isotropic ومتماثل .

$$m.L.\ \theta = M.L\ (\delta / L).2 = m.\delta .2$$
$$= 2\ m$$

This is directly along yield line. Applying the same eq^n on its compoments we get:

$$m_x.\ L_x.\ \theta_x + m_y\ .\ L_y\ .\ \theta_y$$

$$2m_x\ .\ \frac{L}{2} . \frac{1}{(L/2)} = 2m$$

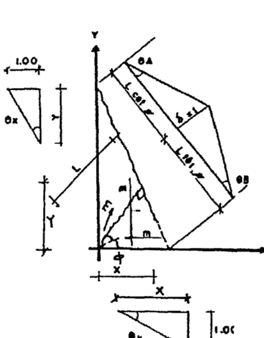


symmetric shape

i.e $\theta_x = \theta_y \cdot \frac{1}{L/2}$

this is the same previous result

EXAMPLE (2)



Isotropic Slab

$m_x = m_y = m$

$y = L \sin(\phi)$

$x = L \cos(\phi)$

Internal work along yield line = $\Sigma m.L.\theta$.

$= m.L. (\theta_A + \theta_B)$

$= m.l.[\frac{1}{L.\cot(\phi)} + \frac{1}{L.\tan(\phi)}]$

$= m. [\tan(\phi) + \cot(\phi)]$

Component of internal work along x & y axies.

$= \sum m_x. L_x.\theta_x + \Sigma m_y. L_y. \theta_y$

$= m.x. (1/y) + m.y. (1/x)$

$= m_x. L_x. \theta_x + m_y. L_y. \theta_y$

$\frac{X}{Y} = \text{Cot}(\phi)$ & $\frac{Y}{X} = \text{Tan}(\phi)$

$m.l.y. = m.x. (1/Y) + m.Y. (1/X)$

$= m. [\tan(\theta) + \cot(\theta)] \quad \to (2)$

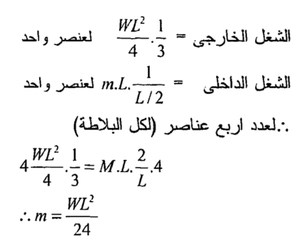
as eq^{-n} (1)

(٧-٢) تطبيقات على باكية مربعة (مع اهمال تأثير الأركان)

المطلوب حساب العزم الأقصى للبلاطة المربعة الموضحة بالشكل بطول (L) وتحمل حمل منتظم التوزيعWt/m

الحل





الشغل الخارجي = $\frac{WL^2}{4}.\frac{1}{3}$ لعنصر واحد

الشغل الداخلي = $m.L.\frac{1}{L/2}$ لعنصر واحد

∴لعدد اربع عناصر (لكل البلاطة)

$$4\frac{WL^2}{4}.\frac{1}{3} = M.L.\frac{2}{L}.4$$

$$\therefore m = \frac{WL^2}{24}$$

شكل (٧-٩)

تأثير الأركان corner effects :

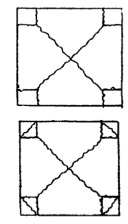
بلاطة مربعة بسيطة الارتكاز على حدودها الأربعة وعند الأركان من الممكن عدم اتباع شكل الشروخ السابق توضيحه بالشكل (٧-٩) أعلاه. ولكن من الممكن لشكل الشروخ أن ينحرف قبل الوصول الى الأركان للبلاطة ومشكلاً ما يعرف بإسم ذراع الركن corner Lever أو Corner pivot. كما هو موضح بالشكل (٧-١٠).

الحالة (أ)

شرائح الأركان عندما تكون الأركان لم تتحرك لأسفل قليلاً.

الحالة (ب)

شرائح الأركان عندما تتحرك الأركان لأسفل قليلاً ولكن بدون تسليح للعزوم السالبة.



شكل (٧-١٠)

أن أشكال الشروخ عندما توجد تأثيرات للأركان تكون أكثر حرجاً فى التصميم ولكن الخطأ الناتج عنها بالنسبة للبلاطات المربعة يكون صغيراً (أقل من ٩٪) ويكون له علاقة بنسبة التسليح العلوى الى التسليح السفلي.

$\mu = \mu_m / m$

وأن النتائج التالية يمكن تطبيقها على البلاطات المربعة تحت تأثير حمل منتظم التوزيع Wt/m^2

m	μ
$WL^2/22$	0
$WL^2/23$	0.25
$WL^2/23.6$	0.50
$WL^2/24$	1.0

وبملاحظة أن الخطأ صغير للغاية فبالتالى من الممكن اهمال تأثير الأركان.

أمثلة محلولة

أن الوضع الصحيح لخطوط الكسر عادة ما يكون موضع واحد للأحمال الواحدة وللشكل الواحد من أشكال الانهيار .Collapse pattern وللوصول الى هذا الشكل فإنه يوجد طريقتين يمكن إتباع إحداهما:

أ) طريقة المحاولة والخطأ:Trial and error

فى هذه الطريقة فإنه يفترض عدة أشكال خطوط كسر وتحليلها للحصول على الحل الصحيح.

ب) استخدام معادلة الشغل Work equation وهى معادلة جبرية تتشكل تبعاً لشكل خطوط الكسر ويمكن حلها للحصول على أبعاد خطوط الكسر والعزوم القصوى الناتجة عنها. وفى الأمثلة التالية سوف نقوم بتطبيق طريقة المحاولة والخطأ لحل جميع الأمثلة المحلوله التالية.

مثال محلول (١):

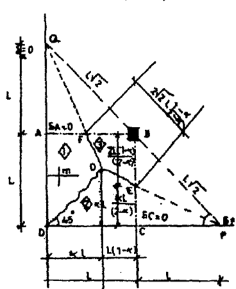
بلاطة مربعة ذات تسليح متماثل متعامد Isotropic موجب تتحمل حمل منتظم التوزيع.Wt/m^2

الحل

نعتبر إزاحة رأسية للنقطة (O) مقدارها (δ_o) ومن خواص البلاطة الهندسية يتضح الأتى:

$$\delta_D = \frac{L}{2L - \alpha L} \qquad \delta_0 = \frac{\delta_o}{2 - \alpha}$$

deflection of point E $= \delta_0 \dfrac{L}{L + L(1-\alpha)} = \delta_0 \dfrac{1}{2-\alpha}$



Average deflection of O E $= \dfrac{\delta_o + \delta_E}{2}$

$= \delta_0 + \delta_0 \dfrac{1}{2-\alpha} = \delta_0.[1 + \dfrac{1}{2-\alpha}]/2 = [\delta_0 \dfrac{2-\alpha+1}{2-\alpha}]/2$

$= \dfrac{\delta_0}{2} . \dfrac{3-\alpha}{2-\alpha}$

Rotation of part (1) about A D is, $\theta_1 = \delta_0/\alpha L$

Rotation of part (3) about P Q is, $\theta_3 = \delta_0/OB$

$$\theta_3 = \frac{\delta_0}{L(1-\alpha)\sqrt{2}}$$

Internal work done = 2m L $[\delta_0/(\alpha L)]$ + 2 m $\sqrt{2}.\dfrac{1-\alpha}{1-\alpha} \cdot \dfrac{1}{L(1-\alpha)\sqrt{2}}$

$$= \frac{4m\delta_0}{\alpha(2-\alpha)}$$

<u>EXERNAL WORK DONE :-</u>

For parts (1) and (2), which are similar, external work done
= 2(w) (area ODCE) (displacement of C.G. of area ODCE)
= W [2 (area OCD) (displacement of C.G. of area OCD)]
+ 2 (area OCE) (displacement OCE)

$$= W\left[\frac{\alpha L^2\delta_0}{3} + \alpha L^2 . \frac{1-\alpha}{2-\alpha} . \frac{2}{3} . \frac{\delta_0 + \delta_E}{2}\right] = W\alpha L^2\delta_0 \frac{7-8\alpha+2\alpha^2}{3(2-\alpha)^2}$$

where $\frac{\delta_0 + \delta_E}{2} = \frac{\delta_0}{2} . \frac{3-\alpha}{2-\alpha}$

For part (3) , external work done =

= (w) (area of triangle O B E) (displacement of triangle OBE) × 2

$$= L\ (1-\alpha) \frac{2L(1-\alpha)}{(2-\alpha)} . \frac{2}{3} . \frac{\delta_0 + \delta_E}{2} = WL^2\delta_0 \frac{2(L-\alpha)^2(3-\alpha)}{3(2-\alpha)^2}$$

Total external work done = $WL^2\delta_0 \frac{6-7\alpha+2\alpha^2}{3(2-\alpha)^2} = WL^2\delta_0 \frac{3-2\alpha}{3(2-\alpha)}$

Equating $\frac{4m\delta_0}{\alpha(2-\alpha)} = WL^2\delta_0 \frac{(3-2\alpha)}{3(2-\alpha)}$

Whence m $= \frac{WL^2}{12}(3-2\alpha)$

Max. B.M. Occurs when $\frac{dm}{dx} = 0$

i.e. $3-4\alpha = 0$; whence $\alpha = 3/4$

Magnitude of ultimate moment then is given by

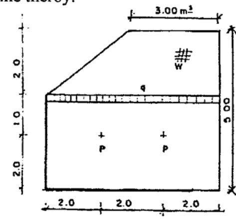
$$m = \frac{3}{32} WL^2$$

EXAMPLE (2)

Find the ultimate moment of the following slab designed by the energy method of the yeild line theroy.

Where:

$W_u = 2.85\ t/m^2$
$q_u = 4.0\ t/m$
$P_u = 6.0\ t.$



Solution:

MECH. I:

$$we = (2\times\frac{2\times2}{2}\times W\times\frac{1}{3}+2\times2\times W\times\frac{1}{2}) + (\frac{2\times3}{2}\times W\times\frac{1}{3}) + (\frac{5\times2}{2}\times W\times\frac{1}{3})$$
$$+ (\frac{3\times2}{2}\times\frac{1}{3}+\frac{3\times3}{2}\times\frac{1}{3})W + q\times1.5\times\frac{0.7}{2} + q\times2.2\times\frac{2.1}{3}$$
$$+ q\times2.3\times\frac{0.8}{2} + P\times1 + P\times1 + (\frac{2\times3.61}{2}.\ W\ \frac{1}{3}) = 10.69\times2.85$$
$$+2.98\times4+2\times6$$
$$= 54.41 \text{ t.m.}$$

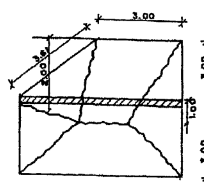
To simplify the problem assume $\mu = 1$ i.e isotropic slab.

$W_i = 6m\times1/2 + 4m\times1/3 + 5m\times1/2 + 3m\times1/2 + 3.6\times m\times1/2$
$= 10.135$ m

$W_i = we = 54.41$

$10.135\ m = 54.41$

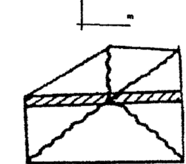
$m = 5.37$ m.t.



هذا العزم هو عـــزم أقصـــى ultimate ولذلك يجب عليـــك تصميـــم القطاعـــات بطريقة U.S.D

MECH. II

m = 5.65 m.t./m



MECH. III

m = 6.42 m.t./M

so the worst case is mech. III.

m = 6.42 m.t./M

$d = k_u\sqrt{[Mu/b]} = 5.5\sqrt{[6.42/1.00]} = 13.94$ cms.

Choose t = 16 cm

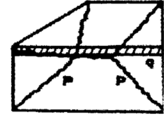
$f_y = 2800\ kg/cm^2$

$$As = \frac{Mu}{f_y\times j\times d}$$

$$As = \frac{6.42\times10^5}{2800\times0.8\times14} = 20.47\ cm^2$$

Choose 10 ϕ 16 /m

Note $C_{cu} = 250\ kg/cm^2$



$$f_{c'} = 0.75 \times 250 = 187.5 \ kg/cm^2$$

(where $f_{c'}$ = cylinder concerete strenght after 28 days)

assume $p = 1.5\,\%$

$$q = 1.5 \times 2800 / 187.5 = 0.22$$

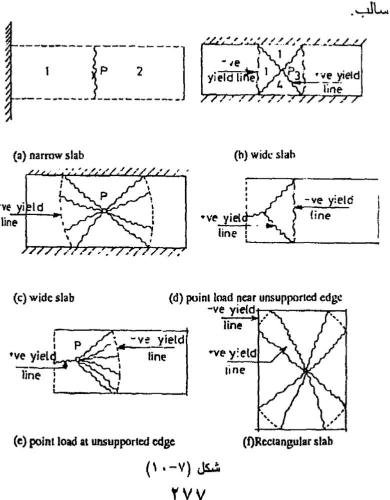
form curve (1)

$K_u = 5.5$

$j = 0.8$ (as substituted before)

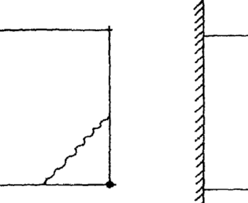
(٤-٧) تأثير الأحمال المركزة:

فى الشكل (٧-١٠) يتضح لنا بعض أشكال خطوط الكسر المحتمل حدوثها تحت تأثير الأحمال المركزة. وللأحمال المركزة على البلاطة المستطيلة وبسيطة الارتكاز على جهتين متقابلتين وحرة الحركة على الجهتين الآخرين، وهذه الأشكال توضح لنا أشكال الشروخ متعامدة على أبعاد البلاطات ونسبة حديد التسليح الموجب الى الحديد سالب.



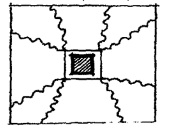
شكل (٧-١٠)

شكل (٧-١١) يوضح لنا الأشكال المختلفة لخطوط الكسر فى حالة حمل مركز على ركن بلاطة كابوليه.

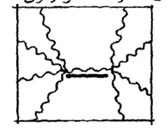


(٥) بلاطات محملة بأحمال أعمدة

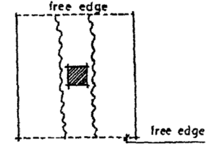
عندما تتحمل البلاطة حمل مركزى على شكل رقبة عمود مصبوبة ميليثاً مع البلاطة فإن شكل خطوط الكسر يكون كالمبين فى شكل (٧-١٢) أسفله:



(أ) بلاطة بسيطة الإرتكاز فى جميع الأطراف والأركان حرة.



(ب) حمل عمود غير مركز إعتبر على أنه حمل خطى والبلاطة بسيطة الإرتكاز فى جميع الأطراف مع أهمال تأثير الأركان.



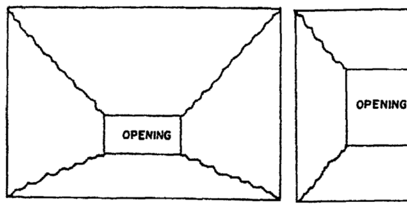
(ج) بسيطة الإرتكاز على جهتين متقابلتين والجهتين الأخريين حرة الأرتكاز.



(د) بلاطة محملة على الأركان فقط.

(٧-٦) حالة بلاطات ذات فتحات:

أحد التطبيقات الهامة ومزايا نظرية خطوط الكسر هى التحليل الجيد للبلاطات ذات الفتحة و هذا التحليل سهل التطبيق .



شكل (٧-١٣)

ويجب فى هذا الحالات تطبيق طريقة الشغل التخيلى Virtual work methed للتحليل ويجب عدم استخدام طريقة الاتزان equilibrium method وعموما تكون هنا قوى Knot force حول أى فتحة غير متماثلة فى البلاطات عند أركان الفتحات وذلك عندما يتقابل أى خطى كسر عزوم موجبة عند ركن الفتحة .

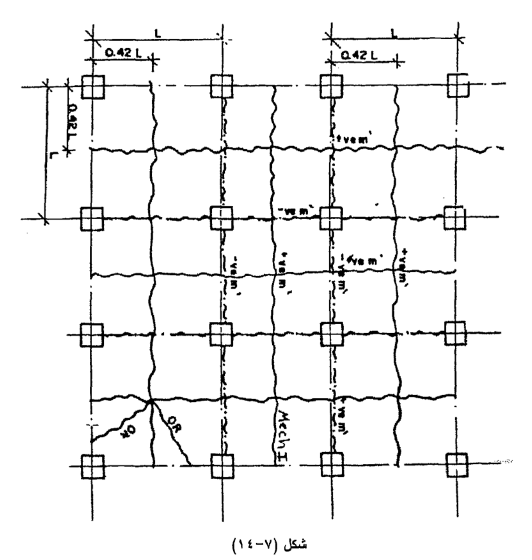
(٧-٧) تحليل البلاطات المسطحة بطريقة خطوط الكسر

Analysis of flat slabs

من التطبيقات لنظرية خطوط الكسر استخدامها فى حل البلاطات المسطحة بأمان.

أ) حالة بلاطات مسطحة بدون تيجان أعمدة Column head أو بواكى سقوط drop panelsأو كمرات طرفية .Marginal beams

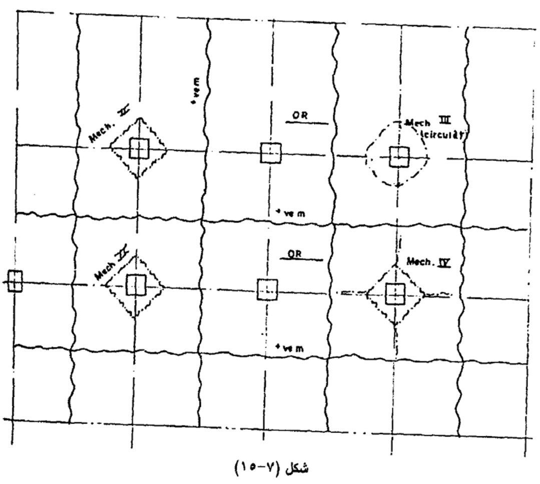
ميكانيزم (١) حالة ٣ بواكى.



شكل (٧-١٤)

خطوط الكسر الموضحة هى أبسط أشكال خطوط الكسر الممكن حدوثها.

هناك أيضاً ثلاث أشكال لخطوط الكسر (ميكانيزم) ممكن حدوثها فى البلاطات المسطحة مثال الموضحة بالشكل (٧-١٥) ، (٧-١٦أ).

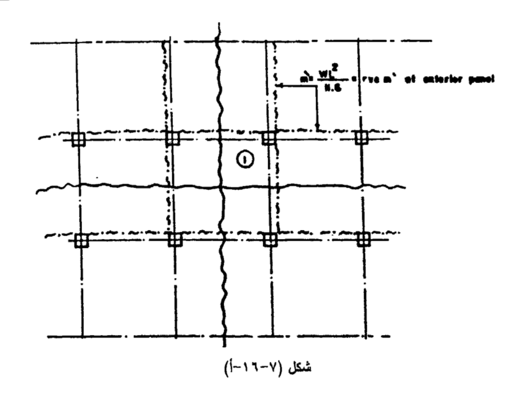


شكل (٧-١٥)

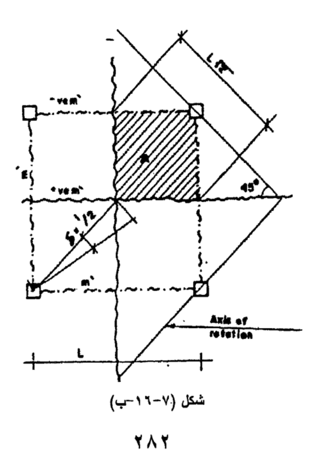
ملاحظة:

يجب فحص إجهاد الاختراق Punching shear قبل حل البلاطة المسطحة بطريقة خطوط الكسر .

حل الميكانيزم الموضح بالشكل (٧-١٤): أنظر الصفحة التالية



شكل (٧-١٦-أ)



شكل (٧-١٦-ب)

$$We = 4.\ wL \times L \times 1/2 = \frac{wL^2}{2}$$

$$\text{Internal work} = 4\ mL\ \sqrt{(2)} \times \frac{1}{L\sqrt{(2)}} + 4m`L\sqrt{(2)} \times \frac{1}{L\sqrt{(2)}} = 4m + 4m`$$

If m = m`

internal work = 8 m

we = wi

$$\frac{wL^2}{2} = 8\ m$$

$$m = m` = \frac{wL^2}{16}$$

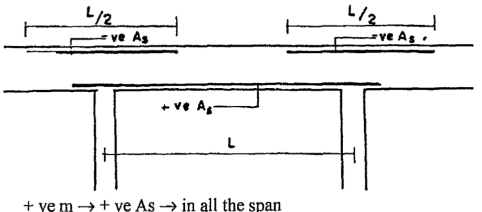
Note:

Moment in edge panel $+ve\ m = \frac{wL^2}{11.6}$

$-ve\ m = \frac{wL^2}{11.6}$

Moment in interior panel

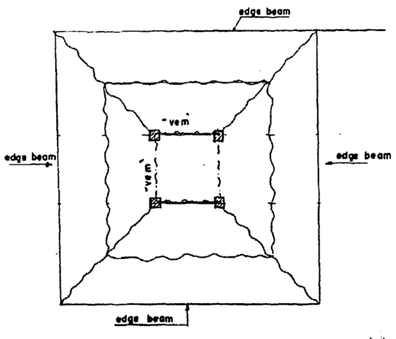
$-ve = +ve\ m = \frac{wL^2}{16}$



+ ve m → + ve As → in all the span

- ve m → - ve As → in half length the of th span

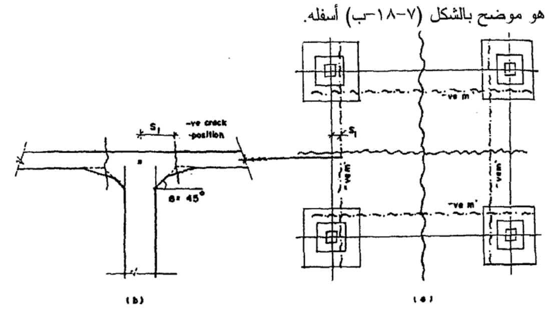
Cas(2) : Flat Slab With Edge Beam:



حالة (٣)

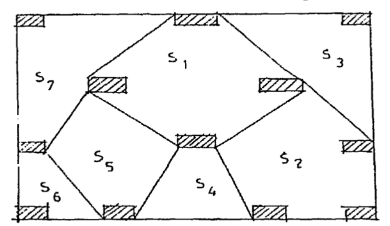
بلاطة مسطحة بدون كمرات طرفية ولكن بوجود بواكى سقوط تيجان أعمدة.

هذه المشكلة تتضمن تحديد أماكن الشروخ السالبة (نتيجة العزوم السالبة) كما هو موضح بالشكل (٧-١٨-ب) أسفله.

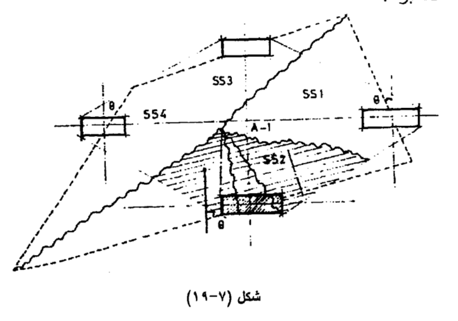


خطوط تصميم بلاطات مسطحة محملة على أعمدة غـــير منتظمـــة التوزيـــع بطريقة التحليل بنظرية الكسر .

١- نقوم بتقسيم السقف الى قطع من البلاطات محددة بثلاث أو أربـــع أو خمـــس أعمدة كما موضح بالشكل (٧-١٩).



٢- نقوم برسم خطوط محاور الدوران لكل قطعة من البلاطة . هـــذا المحـــاور تكون مائلة بزاوية θ أقل وتساوى ٤٥° درجة على المحاور الرئيسية للأعمـــدة المعتبرة .



شكل (٧-١٩)

٣- أرسم شكل خطوط الكسر (الميكانيزم) الذى يوضح مرور خطوط الشـــروخ، هذه الشروخ يجب أن تمر عبر نقط تقاطع محاور الدوران كما هـــو موضـــح بالشكل (٧-١٩)

٤- لكل شريحة من شرائح البلاطة SS_1 ، SS_2 الى آخــــره SS_3 ، SS_4 نقــوم بحساب الشغل الخارجي والشغل الداخلي ثم تكتب معادلة الطاقة والتى منهـــا يمكن الحصول على عزم الانحناء الأقصى.

٥- نقوم بتصميم جميع القطاعات الخرسانية لمقاومة العزوم السالبة والموجبة .

ملاحظات:

١- يمكنك إهمال الاستمرارية أولا ثم نحصل على العزم الموجب .

٢- الخطوة الثانية تكون بافتراض إن الأطراف كاملـــة التثبيـــت totally fixed لحساب العزم القصى السالب والعزم الأدنى الموجب .

٣- للحصول على حل تقريبى نأخذ القيم المتوسطة لكل من العزوم السالبة والعزم الموجبة لكل قطعة من قطع البلاطة .

Shape and condition of support	Load	Moment
(c)TRIANGULAR SLAB	Uniformly distributed	$m = \frac{Q}{3} \cdot \frac{\sin A \cdot \sin B \cdot \sin C}{\sqrt{(1+\phi)_a}\,\sin A + \sqrt{(1+\phi_b)}\sin B + \sqrt{(1+\phi_c)}\,\sin C}$
	concentrated ($m' = \phi\, m$)	$m = \frac{P}{1+\phi} \cdot \frac{1}{\frac{a}{ha} + \frac{b}{hb} + \frac{c}{hc}}$
	uniformly distributed ($m' = \phi\, m$)	$m = \frac{Q}{1+\phi} \cdot \frac{1}{31.2}$ i.e, for m=m' $m = \frac{Q}{62.4}$
	uniformly distributed	$m = \frac{Q}{31.2}$
	concentrated	$m = \frac{P}{10.38\,(1+\phi)}$ $\phi = 0.5$ m=P/15 $\phi = 1.0$ m=P/20.7 $\phi = 1.5$ m=P/25.9 $\phi = 2.0$ m=P/31.14

Shape and condition of support	Load	Moment
	concentrated	$m = \frac{P}{10.38}$
	concentrated ($m'=\varphi m$)	$m = \frac{1}{2\varphi + 3} \cdot \frac{Px}{a}$ i.e. for: $m=m'$ $m=\frac{Px}{7a}$
	concentrated ($m' = \varphi\ m$)	$m = \frac{1}{2\varphi + 3} \cdot \frac{Px}{a}$ i.e. for: $m=m'$ $m=\frac{Px}{5a}$
	concentrated	$m = \frac{Px}{3a}$
	uniformly distributed	$m=m'=\frac{qa^2}{36}=\frac{Q}{18}$

Shape and condition of support	Load	Moment
	concentrated	$m = \frac{P}{2.60}$
	concentrated 3 P in homologous position	$m = \frac{2 P \sqrt{(3)}}{3} \cdot (1 - \frac{a'}{a})$
	concentrated	$m = \frac{P \sqrt{(3)}}{6} \cdot (1 - \frac{a'}{a})$
	uniformly distributed	$m = \frac{1}{8} \cdot q h^2 \cdot \frac{[\frac{2}{3} + \frac{c}{h}]}{[\frac{1}{2} + \frac{c}{h}]}$

Shape and condition of support	Load	Moment
[illegible]	uniformly distributed	$m = \dfrac{q\,a\,b}{8(1 + \frac{a}{b} + \frac{b}{a})}$
[illegible]	concentrated	$m = \dfrac{P}{\frac{a}{a'}(1+\phi_1) + \frac{b}{b'}(1+\phi_2) + \frac{a}{c'}(1+\phi 3) + \frac{b}{d'}(1+\phi_4)}$
[illegible]	concentrated P at the center (m'=mφ)	$m = \dfrac{P}{2[\frac{a}{b}(2+\phi 1+\phi 2) + \frac{b}{a}(2+\phi 2+\phi 1)]}$
[illegible]	concentrated (m'=mφ)	$m = \dfrac{P}{4[\frac{a}{b} + \frac{b}{a}](1+\phi)}$
[illegible]	concentrated (m'=φm)	$m = \dfrac{P}{4[\frac{a}{b} + \frac{b}{a}]}$
[illegible]	concentrated P at an arbitrary point	$m = \dfrac{P}{[\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} + \frac{a}{b\text{-}a'} + \frac{b}{a\text{-}b'}]}$

Shape and condition of support	Load	Moment
	concentrated (4) symmetrical concentrated loads)	$m = \frac{Pd(a^2 + b^2)}{a^2 b}$ Taking into account that d'=d(h/4)
	concentrated (4) symmetrical concentrated loads	$m = P \frac{2bd}{a^2 + b^2}$ Taking into account that d'=d(h/2)
	concentrated (2) symmetrical concentrated loads	$m = \frac{P}{\left[\frac{a}{d} + \frac{2b}{a}\right]}$
F SQUARE SLAB	uniformly distributed	a) m'=m $m = \frac{qa^2}{48} = \frac{Q}{48}$ b) m'=0.5m $m = \frac{Q}{35.7}$
	uniformly distributed	c) m'=m $m = \frac{Q}{41.1}$ d) m'= 0.5 m $m = \frac{Q}{32.5}$

Shape and condition of support	Load	Moment
SKEW SLAB	uniformly distributed	W:acute (1) Use the same formulae as for rectangular slab with sides L_1 and L_2 W: obtuse (2) The corresponding rectangular slab will have sides L_2 and (short diagonal) In both cases the moment obtained should be multiplied by the coefficient [1.75-(2/3).sin(w)] $w \geq 30^0$
	concentrated	$m = \frac{P}{\left[\frac{a}{a'} + \frac{b}{b'} + \frac{a}{c'} + \frac{b}{d'}\right]}$
	concentrated on the areas indicated in the diagram	Use the same formulae as for the rectangular slab with sides a and b The dimensions of the loads are given by k; c; and $\frac{L}{\sin(w)}$
	uniformly distributed	(1) $V \leq 90^0$ $m = \frac{q L_2^2}{8}$ (2) V > 90o $L_2 = \frac{2L}{\sqrt{(1+\phi 1)} + \sqrt{(1+\phi 2)}}$ $m = \frac{qd^2}{8}$
	concentrated at the center of a diagonal	$m = k \frac{P}{[(1+\phi 1) + (1+\phi 2)]2}$ where K = (a/b).sin(w) for a<d $= \frac{a+d - b\cos(w)}{2b\sin(w)}$ for b<a Si a>b calculate also by means of m+ +(m1'+m2')=P/(2n) This formula will be valid if it gives a larger value x "m" than the previous formula does.

Shape and condition of support	Load	Moment
TRAPEZOIDAL SLAB	Uniformly distributed	Use the same formulae as for the rectangular slab, the width being measured at mid-height of the trapezium; the moment m must be multiplied by $1.75 - (1/3).(\sin\alpha' + \sin\gamma)$
	Uniformly distributed	Adopted the larger of the two following values: $m = \frac{1}{8} q l^2 - \frac{1}{2}\left[\frac{m_1'}{\sin^2\alpha} + \frac{m_2'}{\sin^2\beta}\right]$ $m = \frac{1}{8} q l_1^2 - \frac{1}{2}[m_1' + m_2']$
	concentrated	The load P is located on the bisector of the angle bounded by the non-parallel sides of the trapezium. The length L is determined by the perpendicular to the bisector passing through the load P. Take the formula which gives the largest value for m. $m = \frac{PL}{4h} - \frac{1}{2}\left(\frac{m'_1}{\sin^2\alpha} + \frac{m'_2}{\sin^2\beta}\right)$ $m = \frac{PL_1}{4h} - (m'_1 + m'_2)x(1/2)$ $m = \frac{P}{2h} + (m'_1 + m'_2)x(1/2)$
	uniformly distributed	$m = mo + mi$ where $mo \geq \frac{1}{12} qh^2 \frac{b + 2d - a - c}{a + b + c + d}$ and $mi \simeq \frac{am_1' + bm_2' + cm_3'}{a + b + c - d}$

Shape and condition of support	Load	Moment
CIRCULAR SLAB	uniform linear distribution along an interior concentric circle (radius b) and concentrated	$m + m' = \frac{1}{6} qa^2 + q'b\,(1 - \frac{b}{a}) + \frac{P}{2\pi}$
	uniformly distributed (m=m')	$m = \frac{qr^2}{12} = \frac{Q}{37.6}$
	uniformly distributed	$m = \frac{qr^2}{6} = \frac{Q}{18.8}$
	concentrated ($m'=\phi.m$)	$m = \frac{P}{2\pi\,(1+\phi)}$ i.e., for: $\phi = 0.5$ m=P/9.47 $\phi = 1$ m= P/12.56 $\phi = 1.5$ m= P/15.68 $\phi = 2$ m= P/18.84

Shape and condition of support	Load	Moment
	concentrated	$m = \frac{P}{6.28}$
	uniformly distributed	$m = \frac{Q}{14.1}$
	concentrated	$m = \frac{P}{5.20}$
	concentrated	$m = \frac{P}{5.66}$
	concentrated	$m = \frac{P}{n} \cdot \frac{r}{c}$ i.e. for: n=2 m=P/4 n=5 m=P/5.87 n=6 m=P/6 n=8 m=P/6.11 n=10 m=P/6.18 n=12 m=P/6.22 n=∞ m=P/6.28 n=total number of columns along the perimeter of the circle.

Shape and condition of support	Load	Moment
	uniformly distributed (m=m')	$m=\frac{qa^2}{14.4}$
	uniformly distributed	$m=\frac{qa^2}{7.2}$
ANNULAR SLAB	uniformly distributed (q) and linearly distributed along the circumference (q).	$m'_h=0;\ m'=\frac{1}{6}q(a-b)(2a+b)+qa$ $m'_h=m';\ m'=\frac{q}{6}(a-b)^2(2+\frac{a}{b})+q(a-b)$
	uniformly distributed (q) and linearly distributed along the circumference (q).	$m'=0;\ m=\frac{1}{6}q(a-b)(a+2b)+qb$ $m'=m';\ m'=\frac{1}{6}q(a-b)^2(\frac{a+2b}{2a-b})+qb(\frac{a-b}{2a-b})$
	uniformly distributed	$m'_a+2m+m'_b=q\frac{(a-b)^2}{15}(2.75+\frac{b}{a})$



الباب الثامن

البلاطات المصمته ذات الأعصاب

WAFFLE SLABS (RIBBED)



البلاطات المصمتة ذات الأعصاب

WAFFLE SLABS (RIBBED)

التعريف:

البلاطات ذات الأعصاب تتكون من نظامين من الأعصاب المتوازية متقاربة المسافات فى الاتجاهين المتعامدين للبلاطة، واعصاب هذه البلاطات تكون عادة ذات مسافات وذلك لسهولة إنشاءها بواسطة الشدات الخشبية أو المعدنية ذات البلوكات البلاستيكية الخاصة كذلك لسهولة تحليلها إنشائيا.

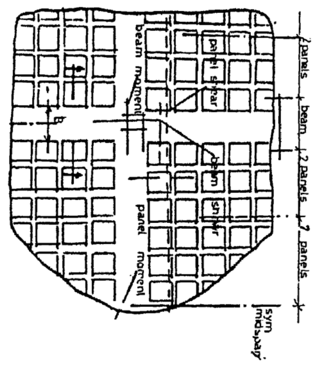
اعتبارات معمارية.

هذا النظام يعطى شكلا معمارياً جميلاً وكذلك يوفر للمعمارى ارتفاع صافى وكذلك هذا النظام يقوم بتسهيل عمليات الإضاءة والتكييف للمبنى.

أنواع البلاطات ذات الأعصاب

أ- البلاطات ذات الأعصاب والكمرات المدفونة.

كما هو مبين بالشكل (٨-١) فإنها تعتبر مماثلة للبلاطات ذات البلاطات المفرغة فى الاتجاهين Two way Hollow Block والتى سبق شرحها فى الباب الخامس مع الفارق أن هذه البلاطات ذات الأعصاب لا يوجد بها أى مواد مالئة blocks ولكنها تترك بالفراغات الواسعة بين الأعصاب فارغة.

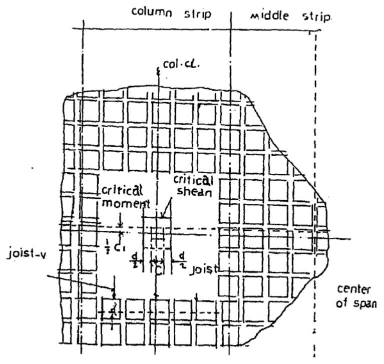


مخطط يبين بواكى العزوم والقطاعات الحرجة فى البلاطات ذات الأعصاب شكل (٨-١) والكمرات المدفونة فى الاتجاهين.

ب- البلاطة المسطحة ذات الأعصاب: **Flat waffle slabs**.

هذا النوع يتكون من أعصاب فى الاتجاهين مع عمل جزء مصمت Solid head يعلو الأعمدة مما هو مبين بالشكل (٨-٢).

هذا النظام يؤدى الى توزيع جساءة البلاطة مماثل لتوزيع جساءة البلاطات المسطحة ذات بواكى السقوط Solid flat slab with drop panel ويمكن للقارئ ملاحظة أن الجزء الأوسط من شريحة العمود يكون ذو أعصاب لأن عزم الانحناء السالب فى هذه المنطقة يكون منخفض القيمة ويجب على المصمم اتباع كل المبادئ والشروط الواردة فى الباب الخامس والخاصة بالبلاطات المفرغة hollow block slabs.



شكل (٨-٢) مخطط يبين بواكى العزوم والقطاعات الحرجة فى البلاطات ذات الأعصاب فى الاتجاهين

طرق التحليل الإنشائى للبلاطات ذات الأعصاب:

كما سبق ذكره فإن النوع (أ) يعتبر مماثل للبلاطات المفرغة ذات الاتجاهين فى تحليلها الإنشائي والتصميم.

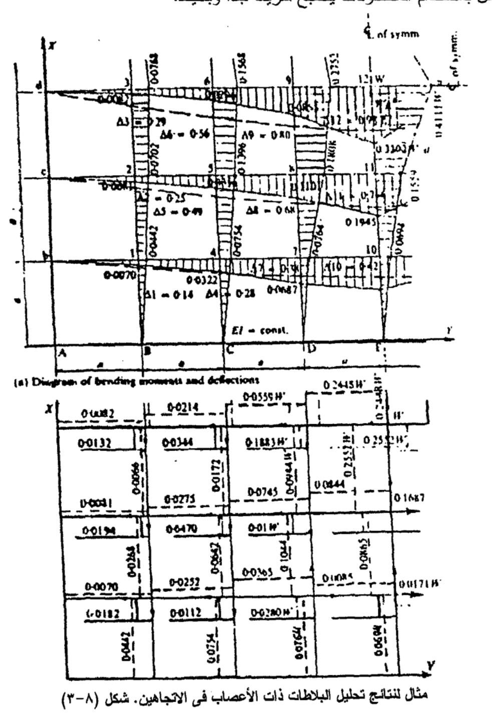
أما النوع (ب) فيمكن حله بالطرق التقريبية السابق شرحها فى الباب السادس والخاصة بالبلاطات المسطحة flat slabs وهى كالتالى:

١- طريقة التحليل الفرضى بالكود Direct code method.

٢- طريقة الإطارات المكافئة Equivalent Frame method.

كما توجد أيضاً طريقة شبه مؤكدة للحل عن طريق التحليل الإنشائي بالمصفوفات بطريقة الإزاحة displacement method أو بطريقة القوة force method وفى هذه الطريقة المؤكدة فإن القيم المجهولة عند نقاط التقاطع للأعصاب هى كالآتي: عزوم الانحناء فى الاتجاهين، الترخيم وعزوم الالتواء خصوصاً عند الأركان وهذه القيم المجهولة يمكن حسابها عن طريق وضع مصفوفة ولكن نظراً لكثرة عدد التقاطعات للأعصاب فإن حجم المصفوفة يكون كبيراً جداً، وعلى كل

الأحوال فإنه بحذف عزوم الالتواء يمكن أن ينقص من حجم المصفوفة ولكن هذا سيؤثر بالتأكيد على دقة الحل الناتج. ولكن باستخدام أجهزة الكمبيوتر الحديثة فإن هذا الحل باستخدام المصفوفات يصبح سريعاً جداً وبسيط.



مثال لنتائج تحليل البلاطات ذات الأعصاب فى الاتجاهين. شكل (٨-٣)

الشدات المستخدمة فى تنفيذ البلاطات ذات الأعصاب Waffle Slab:

إن استخدام الشدات الخشبية فى هذا النوع من البلاطـــات يعتـــبر حـــل غـــير اقتصادي ومكلف جداً.

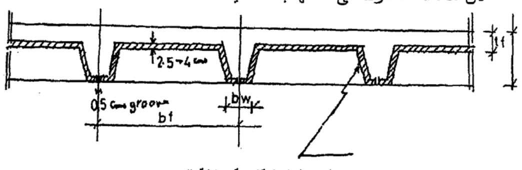
وأيضا فإن استخدام بلوكات مالئة مثال البلوكات المفرغة يعتبر أيضاً حل غير اقتصادي نتيجة كبر أبعاد البلاطات ذات الأعصاب والتى تؤدى الى زيـــادة الأحمـــال الميتة على السقف

للأسباب السابقة فإنه يوجد حلين رئيسين للشدات لهذا النوع من البلاطات.

١- شدة قباب قشرية خرسانية سابقة الصب:

وسمكها يصل الى حوالى من ٢,٥سم الى ٤سم وتترك اسياخ تســـليح رفيعـــة wires أعلى السطح العلوى للشدة لتحقيق مزيد من التماسك مـــع الخرســـانة الطازجة للسقف.

ويترك السطح الخارجى للشدة أملس ونظيف حتى لا تحتاج الى بياض بعد ذلك لأن هذه الشدة تترك فى مكانها بعد التنفيذ.



شكل (٨-٤) شدة قشرية سابقة الصب

(b_f) يتراوح بين ٠,٦ متر الى ١,٠٠ متر.

الوزن الذاتى للبلاطات ذات الأعصاب يمكن حسابه من المعادلات الآتية:

للبلاطات المربعة ذات الأعصاب.

$$Ws = t_f + 2\frac{b_w}{b_f}(t - t_f)$$

للبلاطات المستطيلة ذات الأعصاب:

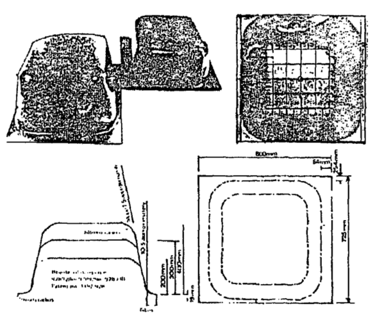
$$Ws = t_f + 2\left(1+\frac{b_{f2}}{b_{f1}}\right)\frac{b_w}{b_f}(t-t_f)$$

حيث b_{f2}, b_{f1} هى المسافات بين محاور الأعصاب فى الاتجاهين الطويل و القصير.

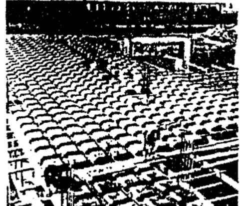
٢- الشدات من نوع M-Moulds:

وهى شدات من مادة البروبيلين المحقون وهى خفيفة فى الوزن سهلة فى التنـــاول وتشكل وتكون الشدة اللازمة للأعصاب بمسافات بينية ٨٠سم فى الاتجاهين، وهى تنتج بثلاث مقاسات مختلفة للعمق وهى عمق ٢٠سم ، أو ٣٠سم أو ٤٠سم.

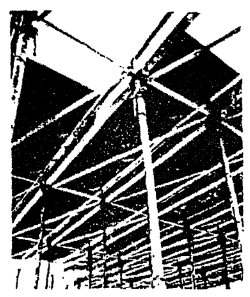
وهذا النوع من الشدات M-Moulds ملمسه ناعم ويعطى تشطيب جيد للسطح عندما تكون ملتصقة بالخرسانة وهذا النوع من الشدات يعتبر اكـــثر الأنــواع وفرة من الناحية الاقتصادية وخصوصاً فى حــــالات الأســقف ذات البحــور الطويلة وكلما كان السقف أعمق كلما كان التوفير أكبر فى المواد والأوزان.



Typical 'M' Mould floor ready for concrete placing.



Millform support system specially designed for use with 'M' Moulds. The moulds and Millform beams and braces are removed 2/3 days after casting.

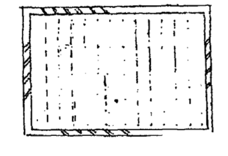


Fig(8-5)

M Moulds have been used in the construction of more than a score of multi storey car parks involving over 10,000 car spaces



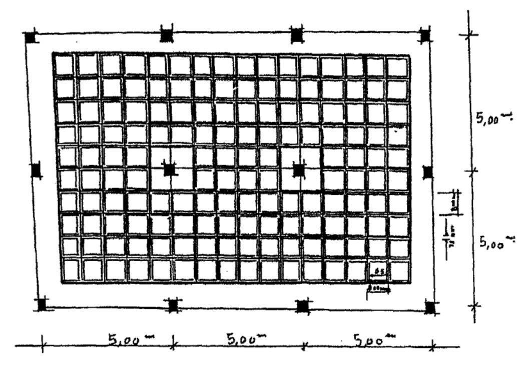
Fig(8-6)



شكل (٨-٧)

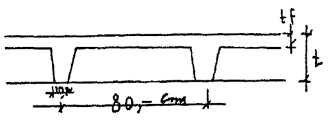
مثال محلول:

المطلوب تصميم السقف المبين فى الشكل لتحمل حمل حى = ٤٠٠كجم/م^{٢} مع العلم أن الأعمدة ٥٠سم × ٥٠سم وارتفاع الدور = ٣,٠٠ متر واجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة المميز بعد ٢٨ يوماً لا يقل عن ٢٠٠ كجم/سم^{٢}.



هذه المسئلة لا يمكن حلها بطريقة الحل الفرضى للكود المصرى للبلاطات المسطحة Empirical code لأن السقف يتكون من باكيتين فقط من الاتجاه القصير للمبنى.

ولذلك يجب حل هذه المسئلة بطريقة الإطارات المكافئة equivalent frame method



الحل:

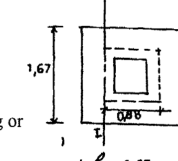
Preliminaty Dimensions

Choose t_f = 8 cms = 80 cms/10
b_w = 15 cms ≅ (depth/3)

Loads:

O.wt. of slab $= 2.5 \times 0.08 + 2\ \frac{0.15}{0.80}\ (0.38 - 0.08 = 0.48$ t/m^2

flooring = 0.15 t/m^2
L.L. = 0.40 t/m^2
Total w = 1.03 t/m^2



CHECK FOR PUNCHING STRESS

At sec^n I-I we get the maximum punching or two way-shear:

$Q_{max} = 1.03 \times (5\times5 - 0.88^{-2}) = 24.95$ tons

$q = \frac{24.95\times1000}{0.87\times35\times4\times88} = 2.34$ kg/cm^2 < 8 O.K.safe

You can reduce the total thichness to = 28 cm

i.e.t = (20+8) = 28 cms

$Q_{max} = 1.03\ (5\times5 - 0.78^2) = 25.12$ tons

$q_{max} = \frac{25.12\times1000}{0.87\times25\times4\times78} = 3.70$ kg/cm^2<8 O.K.

Stiffness:

Long Directions:

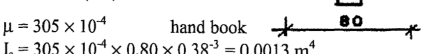
I for one rib = μ B t^3

where

$\frac{b_0}{8} = \frac{15}{80} = 0.19$

$\frac{t_s}{t} = \frac{8}{30} = 0.12$

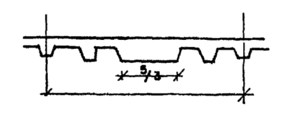
from table (1-6) Dr. Shaker Elbeh.



$\mu = 305 \times 10^{-4}$ hand book

$I_s = 305 \times 10^{-4} \times 0.80 \times 0.38^{-3} = 0.0013$ m^4





I_s at mid span (cL $\rightarrow$ cL) =

$$5 \times 0.0013 = 0.0065$$

$I_{\text{solid at column head}}$

$$= \frac{5/3 \times 0.38^{-3}}{12} + 2 \times 0.0013$$

$$+2 \times 0.5 \times 10.0013 = 0.011 \text{ m}^4$$

$$I_3 \text{ columns} = \frac{0.5 \times 0.5^{-3}}{12} = 0.0052$$

Relative Inertia:

$$I_1 : I_2 : I_3 = 0.0065 : 0.011 : 0.0052$$
$$= 1 : 1.69 : 0.80$$

For the shown member of variable inertia and from tables, we can get c.o.f., stiffness factors, and fixed end moments as follows:

$$t_2/t_1 = \sqrt[3]{[1.69]/1} = 1.19 = 1.2$$

$$r = 1.2 - 1 = 0.2$$

for r = 0.4

a = 0.167 and by interpolation,

from table (54) Page( ) chapter (6)

$$C_{AB} = C_{BA} = 0.583 + \frac{0.067}{1} \times (0.634 - 0.583) = 0.617$$

$$K_{AB} = K_{BA} = 5.49 + \frac{0.067}{0.1}(7.32 - 5.49) = 6.716$$

$$\text{Coef. of F.E.M} = 0.0921 + \frac{0.067}{0.1}(0.097 - 0.0921) = 0.095$$

For r = 0 a = L k = 4

$C_{AB} = C_{BA} = 0.5$

For r = 0.2 a = 0.167

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{6.716 + 4}{2} = 5.36$$



$$C_{AB} = C_{BA} = \frac{0.5 + 0.617}{2} = 0.56$$

$$\text{Coeff. of F.E.M} = (\frac{1}{12} + 0.095)/2 = 0.089$$

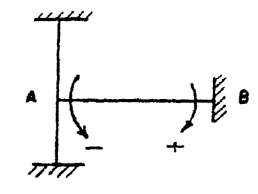
$$\text{F.E.M AB} = \text{F.E.M.BA} = \pm 0.089 \times 1.03 \times 5 \times (5)^2 = \pm 11.46 \text{ m.t.}$$

<u>Distribution Factors (short Dir n)</u>

Joint (A)

$$K_{AB} = \frac{5.36\, I/5}{4 \times \frac{0.8I}{3} + \frac{I}{5} \times 5.36 + 4 \times \frac{0.8I}{3}} = \frac{1.072}{1.072 + 2.13} = 0.33$$

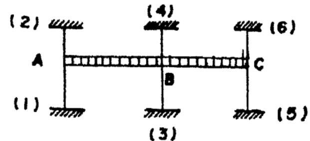
$$K_{A-1} = K_{A-2} = 0.33$$



Joint (B)

Symmetric Joint taken as fixation
Now we shall go to moment distribution table.

Joint	1	2	A			B	Notes
Section	1 --- A	2 --- A	A -- 1	A -- 2	A -- B	B -- A	
K	1	1	0.33	0.33	0.33	1	
C.O.F.	0.5	0.5	0.5	0.5	0.56	0.56	
F.E.M.	0	0	0	0	-11.46	+11.46	
Bal. M.	0	0	+3.78	+3.78	+3.89	0	
C.O.M.	1.89	1.89	0	0	0	+2.18	
Bal. M.	0	0	0	0	0	0	
Final M.	1.89	1.89	+3.78	+3.78	-7.57	13.46	



LONG DIR^n

W = 1.03 × 5 = 5.15 ton/m

You can make the moment distribution table by yourself.

DESIGN OF SHORT DIRECTION

$$M^{+ve} = \frac{5 \times 1.03 \times 5^{-2}}{8} - \frac{13.64 + 7.57}{2}$$

= 16.09 - 10.61

= 5.49 m.t.

Column Strip:

$M^{-ve}_{max} = -0.75 \times 13.64 = -10.23$ m.t.

$M^{-ve}_{min} = -0.75 \times 7.57 = -5.68$ m.t.

$M^{+ve}_{BA} = +0.55 \times 5.49 = 3.02$ m.t.

(B) resisting $M^{-ve} = B/3 < B/2$

i.e. the width of solid part over the column

$= B_{resisting}\ M^{-ve}$

So we will decrease the -ve M according to the rules followed in flat slab with drop panel system.

FIELD STRIP:

$M^{-ve}_{AB} = 0.25 \times 7.57 = 1.89$ m.t.

$M^{-ve}_{BA} = 0.25 \times 13.46 = 3.41$ m.t

$M^{+ve} = 0.45 \times 5.49 = 2.47$ m.t

B of filed strip = (2/3) B > B/2

So we shall increase the moment resisted by filed strip by the following factor.

$$C = \frac{2B/3}{B/2} = 1.33$$

$M^{-ve}_{AB} = 1.33 \times 1.89 = 2.52$ m.t

$M^{-ve}_{AB} = 1.33 \times 3.41 = 4.55$ m.t

$M^{+ve}_{BA} = 1.33 \times 2.47 = 3.29$ m.t

CORRECTED COLUMN STRIP MOMENTS AND DESIGN:

$M^{-ve}_{AB} = 7.57 - 2.52 = 5.05$ m.t

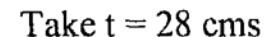
$M^{-ve}_{BA} = 13.46 - 4.55 = 9.09$ m.t

$M^{+ve}_{BA} = 5.49 - 3.29 = 2.2$ m.t

Then design the section of column strip.

$$\text{Max } M^{-ve}_{BA}/m = \frac{9.09}{5/3} = 5.45 \text{ m.t./m}$$

$$d = 0.313 \sqrt{[\frac{5.45 \times 10^5}{100}]} = 23.11$$



Take t = 28 cms

if we take t = 38 cms
then we have to reduce As

$$d = 34 = k_1 \sqrt{[\frac{5.45 \times 10^5}{100}]}$$

$K_1 = 0.46 \rightarrow f_c = 38$ kg/cm^2

$K_2 = 1270$

$As = \frac{5.45 \times 10^5}{1270 \times 34} = 12.62$ cm^2/m   choose 7 ϕ 16/ m\`

if t = 28

$As = \frac{5.45 \times 10^5}{1250 \times 24} = 18.16$ cm^2 choose 7 ϕ 19/ m\`

$\text{Max } M^{-ve}_{AB}/m = \frac{5.05}{1.67} = 3.03$ m.t

$As = \frac{3.03 \times 10^5}{1300 \times 34} = 6.85$ cm^2/m   choose 6 ϕ 13/ m\`

if t = 28

$As = \frac{3.03 \times 10^5}{1250 \times 24} = 10.1$ cm^2/m   choose 6 ϕ 16/ m\`

$\text{Max } M^{+ve}_{AB}/rib = \frac{2.2}{\text{no of ribs}} = 2.2/5 = 0.44$ m.t/rib

$d = 0.33\sqrt{[\frac{0.44\times10^5}{86}]} = 7.7$ cms < 34 O.K.

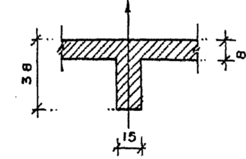
$As = \frac{0.44\times10^5}{1300\times34} = 0.995\ cm^2$

2 ϕ 10 (1.57 cm^2)

if we take t = 28 cms

$As = \frac{0.44\times10^5}{1300\times24} = 1.41\ cm^2$

2 ϕ 10 / rib.



DESIGN OF FILED STRIP

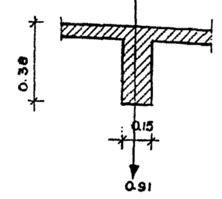
(Critical for ribs)

$M_{BA}^{-ve} = 3.41 \times 1.33 = 4.95$ m.t.

M_{BA}^{-ve}/rib = 4.55/5 = 0.91 m.t.

M_{AB}^{-ve}/rib = 2.52/5 = 0.5 m.t.

M_{AB}^{+ve}/rib = 3.29/5 = 0.66 m.t.



DESIGN OF SECTION B-A

$d = 0.28\sqrt{[\frac{0.91\times10^5}{15}]} = 21.8$ cms

if b = 10 cms

$d = 0.28\sqrt{[\frac{0.91\times10^5}{15}]} = 26.71$

take t = 28 cms

if t = 38 to reduce As

$As = \frac{0.91\times10^5}{1250\times34} = 2.14\ cm^2$ choose 2 ϕ 13

if t = 28

$As = \frac{0.91\times10^5}{1250\times24} = 3.033\ cm^2$

choose 1ϕ 13 + 1 ϕ 16

You can design all sections by the same procedure.

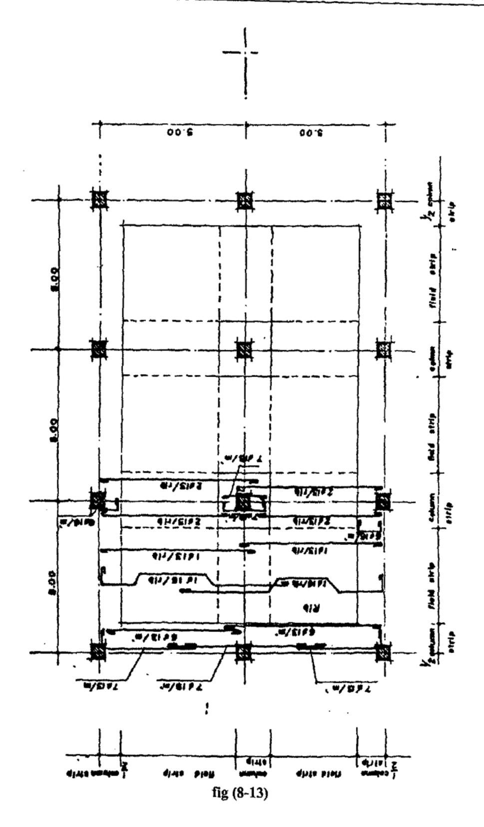


fig (8-13)

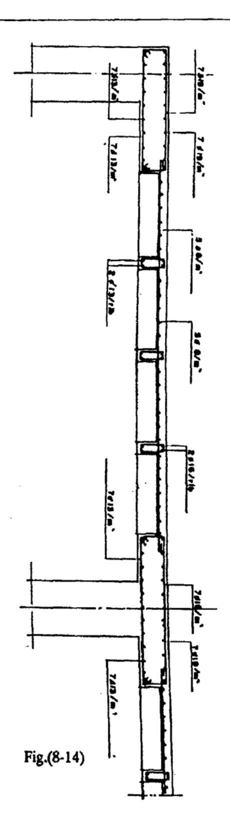


Fig.(8-14)





الباب التاسع

البلاطات المنشأة بالرفع

LIFT SLAB

البلاطات المنشأة بالرفع

Litt slab .

تعتبر هذه البلاطات أحد أنواع البلاطات سابقة التجهيز المركبة مع خرسانات مصبوبة فى الموقع.

وفى هذه الطريقة لإنشاء البلاطات LIFt SLAB فإن بلاطات الدور يتم صبها وتركيبها ورصها الواحدة فوق الأخرى عند منسوب الأرض ثم رفعهـــا وربطهـــا ب jacks عند المنسوب النهائى لها (معمارياً). أنظر شكل (٩-١).

وبلاطات الأسقف سابقة الرفع فى المبانى من الممكن أن تتكون من بلاطـــات مصمتة Solid slabs أو بلاطات ذات أعصاب Ribbed slabs (للبحور الكبيرة) والتى من الممكن أن تكون سابقة الإجهاد prestressed وفى البداية فإنه فى هذا النظام مـــن الإنشاء تم استخدام أعمدة خرسانية خصوصاً فى أوربا.

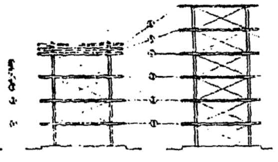
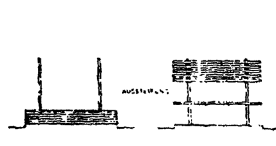
وأكبر مساحة سقف رفعت مرة واحدة كانت مساحتها ١٤٥٠ م^{٢} واكبر عدد من الأعمدة ساهم فى رفعة واحدة كان ٢٤ عموداً وأكبر ارتفاع تم رفع بلاطة سقف إليـــه كان ٦٠,٠٠ متراً ويمكننا القول بأن هذا النوع من البلاطات يعتبر نظام إنشائي فـــى مشاكله أكثر منه مشكلة تصميم.

ويوجد الكثير من العناصر الحاملة صنعت باستخدام أعضاء حديديـــة وفـــى تصميمك للسقف يجب عليك تصميم كل من العناصر الخرسانية والعناصر الحديديـــة للسقف.



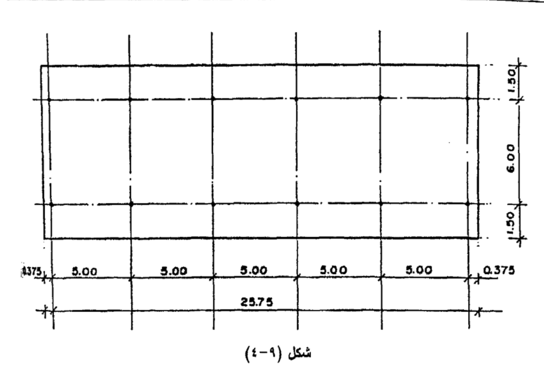



شكل (٩-١) - (٩-٣)

مثال لتصميم البلاطات الموضح بالرفع

صمم أسقف المبنى الموضح بالشكل (٩-٤) المكون من خمسة طوابق بارتفاع ٣,٠٠ متر لكل دور ومساحة الدور الواحد = ٢٣٠ م^٢ عدداً للمبنى ١٢ عمود وتخانة بلاطة سقف = ٢٠ سم.



شكل (٩-٤)

خطوات التصميم:

١- تحديد طول العمود المطلوب.

٢- عمل برنامج لرفع البلاطات لتحديد عدد البلاطات المطلوب رفعها فى نفس الوقت.

٣- تصميم الأعمدة لتصبح قابلة لعملية الرفع.

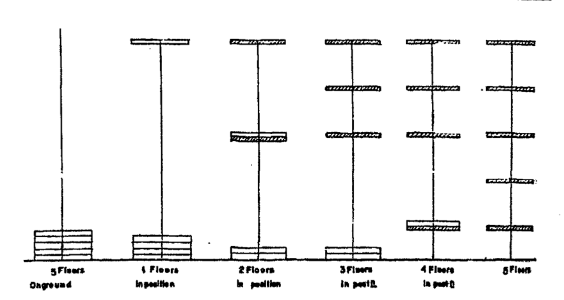
٤- تصميم الأجزاء المعدنية المدفونة داخل البلاطات الخرسانية والأعمدة.

٥- تصميم البلاطات.

رفع البلاطات lifting

الطول الحر للعمود = ٥ × ٣ = ١٥,٠٠ م

برنامج الرفع Lifting Program.

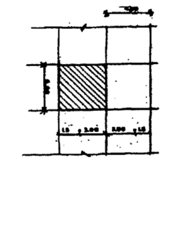


Final position

Temporary position

شكل (٩-٦)

عمود نموذج (١):



المساحة المحملة على عمود واحد = ٤,٥ × ٥
= ٢٢,٥٠م٢.

الأحمال النهائية:

الأحمال الميته (٢٠سم تخانة بلاطة)

= ٠,٢٠×٢,٥٠ = ٠,٥٠ طن / م٢.

الارضيات = ٠,٠٧٥ طن / م٢.

القواطيع = ٠,١٢٥ طن / م٢.

الحمل الحى = ٠,٢٠ طن / م٢.

الحمل الكلى = ٠,٩٠ طن / م٢ =W

وفى حالتنا هذه سوف نستخدم طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى وذلك لأنها انسب طريقة لتحليل هذا النوع المتطور من البلاطات المنفذة.

وسوف نستخدم معامل أحمال = ١,٤٥ للحمل الميت ١,٧٥ للحمل الحى.

الحمل الفعلى على العمود = ٥ × ٢٢,٥ × (١,٤٥ × ٠,٧ + ١,٧٥ × ٠,٢).

P_u = ١٥٣,٦٠ طن.

نفترض ن أبعاد العمود = ٤٠ سم (افتراض مبدئ).

ونفرض إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية بعد ٢٨ يوماً = ٣٥٠ كجم/سم٢ ومعامل يونج (E) =٣٥٠طن / م٢.

عزم القصور الذاتى = $I = \frac{(40)^4}{12} =$ ٢١,٣ × 10^4 سم٤.

المرحلة الأولى: Stage I

وزن بلاطة السطح المرفوعة = ٠,٢ × ٢,٥٠ × ٢٢,٥٠ = ١١,٢٥ طن.

الارتفاع المرفوع الية = ١٥,٠٠م.

$$P_E = \frac{\Pi^2 E l^2}{4 L^2}$$

$$\therefore p_E = (3.14)^2 \times \frac{350 \times 21.3 \times 10^4}{^2(1500)4} = 81.88 \quad \text{tons}$$

معامل الأمان = Factor of safety.

$$7.3 = \frac{81.88}{11.25}$$

تأثير قوى الرياح wind force.

يجب فحص المنشأ تحت تأثير الرياح عندما تكون البلاطة فى أعلى نقطة من العمود ولكن قبل التركيب before connecting. نفترض أن ضغط الرياح =٧٥ كجم /م٢.

أحمال الرياح:

W_1 = الحمل على حرف البلاطة.

W_2 = الحمل على العمود.

W_3 = الحمل نتيجة السحب drag force.

(drag = الاحتكاك بين عناصر البلاطة).

ونفترض أنها = ٠,٠٥ × ٧٥ = ٣,٧٥ كجم/م٢.

W_1 = ٧٥ × ٥ × ٠,٢ = ٧٥ كجم.

W_2 = ٧٥ × ١٥ × ٠,٤ = ٤٥٠ كجم.

W_3 = ٢ × ٢٢,٥ × ٣,٧٥ = ١٦٨,٧٥ كجم.

(تساوى مساحة بلاطتين خرسانيتين فوق بعضهما مضروبة فى القوى لكل متر مسطح).

$W_o = W_3 + W_1$

= ٧٥ + ١٦٨,٧٥ = ٢٤٣,٧٥كجم.

ومن مرجع مذكرة هندسة البلاطات المنشأ بالرفع lift slab engineering manual.

نتيجة الانبعاج = $M_{atbase} = M_o + M$

$$= W_o . L_1 + \frac{W_2 L}{2} + \left(\frac{W_o}{3} + \frac{W_2}{8}\right)\left[\frac{PL^3}{(1 - p/p_E)EI}\right]$$

$$= 243.75(15) + \frac{450(15)}{2} + \left[\frac{243.75}{3} + \frac{450}{8}\right]\left[\frac{11250\,(15)^3}{1 - (\frac{11.25}{81.88})EI}\right]$$

$EI = 74.55 \times 10^5$ kg.m2

Mat base = العزوم عند القاعدة = 7843 m. kg = 7.84 m.t

= 11.25 Tons حمل الرفع Lifting load

ويمكننا استخدام هذه القيم لتصميم العمود طبقاً لطريقة التصميم بإجهادات التشغيل Working Stress Design method كما يمكننا استخدام طريقة التصميم باستخدام الإجهادات القصوى Ultimate Strength Method Design باستخدام معامل للحمل = ١,٤٥ load factor

وإذا كان العمود سوف يتم تصميمه طبقاً للكود البريطانى CP110 فيجب أن تأخذ فى الأعتبار عزم إبتدائى (M_L) فى الحسابات يساوى

$$M_L = \frac{ph}{17.5}\left[\frac{Lc}{h}\right]^2\left(1 - \frac{0.0035Lc}{h}\right)$$

هذا العزم سيتم إضافته إلى العزوم القصوى على العمود

المرحلة الثانية Stage II

يتم ربط بلاطه السطح وتثبيتها على قمة العمود

عدد البلاطات المرفوعة = ٣ - ٤

حمل الرفع = ٢× ١١,٢٥ طن

طول الإنبعاج لمؤثر للعمود = ٠,٦× ٢× ١٥= ١٨متر

وذلك لكابولى صافى بحره يساوى ١٥متر

$$P_E = \frac{EI\pi^2}{4L^2} = \pi^2\,\frac{350 \times 21.3 \times 10^4}{4(1500)^2} = 81.88$$

tons

as in page ( )

$$P_E = 81.88 \times \frac{(2 \times 15)^2}{(0.6 \times 2 \times 15)^2} = 227.4$$

tons

$$\text{factor of safety} = \frac{227.4}{22.5} = 10.1 \quad \text{O.K.}$$

L_o

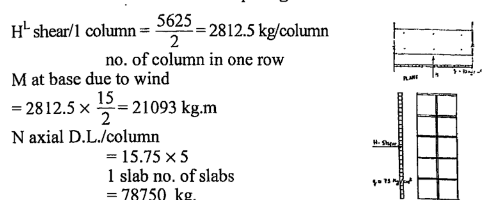
cantiliver with a guide
(Buckling length = 1.2 L_o
(or = 0.6 × 2 L_o)

check on columns as cantilevers resisting the wind for the whole building completely constructed

Horizontal shear due to wind = 5×15×75 = 5625 kgs

↓ ↓

spacing h



H^L shear/1 column = $\frac{5625}{2}$ = 2812.5 kg/column

no. of column in one row

M at base due to wind

= 2812.5 × $\frac{15}{2}$ = 21093 kg.m

N axial D.L./column

= 15.75 × 5

1 slab no. of slabs

= 78750 kg.

So again you have to check the design of columns using these values for M and N. as before.

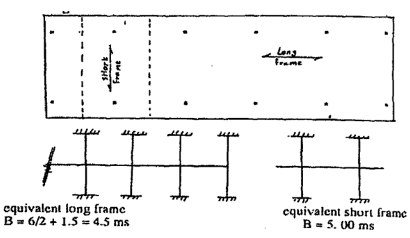
طرق رفع الأسقف لمواضعها من الأعمدة:

هذه الطرق تكون باستخدام هيدروليك جاك والذى له تصميم خاص يناسب هذا الغرض. فى هذه الطريقة يستخدم كولر حديد يتم وضعه أعلى كل عمود لاستخدامه فى رفع البلاطات بين الأعمدة.هذه الكولر تصنع من حديد صلب طرى ولها وصلات خاصة وفى الصفحات التالية سوف يتم تصميم الكولر الحديد وأيضاً تصميم تثبيته فى العمود مع مراعاة الرسومات (٩-٨)، (٩-٩)، (٩-١٠).

تصميم البلاطه فى وضعها النهائى:

البلاطة فى الوضع النهائى يتم تصميمها على أساس أنها بلاطة مسطحة تحمل الأخمال النهائية الكلية عليها بما فيه الحمل الحى Flat Slab ويمكن تصميم البلاطه المسطحة بواسطة طريقة الأطار المكافئ المشروحة سابقاً فى الباب السادس أو يمكن استخدام طريقة خطوط كسر الخضوع المشروحة فى الباب السابع.

بواسطة إحدى هذه الطرق يمكن حساب التخانة الآمنة للبلاطة التى تقاوم جهود الأختراق والعزوم ويمكن حساب المساحة المطلوبة لحديد التسليح فى الإتجاهين.



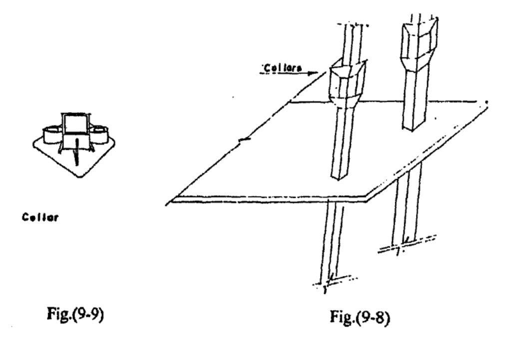


Fig.(9-9) Fig.(9-8)

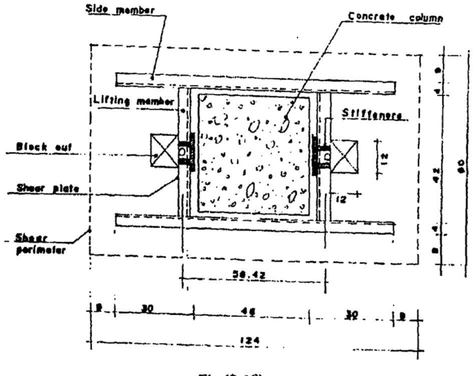
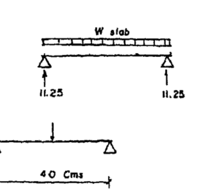


Fig.(9-10)

DESIGN OF COLUMN INSERT:



In case of lifting two slabs loads on insert

P = 2 × 11.25 = 22.5 tons ,

M = 11.25 × 40/2 = 112.5 cm tons.

$$Z \text{ required} = \frac{112.5}{1.4} = 80.4 \text{ cm}^3$$

Area of web required for shear

$$= \frac{11.25}{0.8 \times 1.4} = 10 \text{ cm}^2$$

Weld steel plates to the web if required

DESIGN OF COLLARS:

TYPE (A) Fig. (9-10)
Lifiting load for 2 slabs = 22.5 tons
final load = 22.5 × 0.9 = 20.25 tons

$$\text{shear perimeter required} = \frac{20250}{7 \times 0.5 \times 15} = 227 \text{ cms}$$

↓ allowable concrete shear stress ↓ d shear

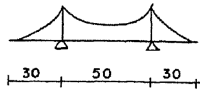
Shear perimeter available = 2(124 + 68 - 12) = 360 cm > 227 O.K.

SIDE MEMBERS

Assume all the load is carried as a uniform distributed load on the side member.

$$W = \frac{22500}{2 \times 106} = 106.2 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{106.2 \times 30^2}{2}$$

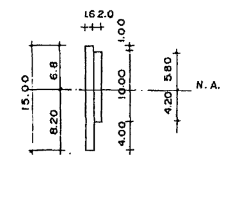


$$Z_{req} = \frac{M}{f} = \frac{106.2 \times 30^{-3}}{2 \times 1400} = 34.2 \text{ cm}^3 \text{ use C. No. 10}$$

LIFTING MEMBERS:

$$M = \frac{22.5}{2} \times \frac{46}{4} = 129.37 \text{ cm.t.}$$

$$Z_{req} = \frac{129.37}{1.4} = 92.4 \text{ cm}^3$$



Try (1)

$A = 15 \times 1.6 = 24$

$10 \times 2.0 = 20$

$\Sigma A = 44$

$$e = \frac{24 \times 7.5 + 20 \times 9}{44} = 8.2$$

$$I_{N.A} = \frac{1.6}{3}(8.2^{-3} + 6.8^{-3})$$

$$+ \frac{2}{3}(4.2^{-3} + 5.8^{-3}) = 641.227 \text{ cm}^3$$

$$Z_{min} = \frac{641.2}{8.2} = 78.2 \text{ cm} < Z_{req}$$

Try (2)

$A = 16 \times 1.8 = 28.8$

$\quad + 11 \times 2.0 = 22.0$

$\quad \Sigma A = 50.8$

$$e = \frac{28.8 \times 8 + 22 \times 9.5}{50.8} = \frac{209}{50.8} = \text{cms}$$

$$I_{N.A.} = \frac{1.8}{3}(8.65^3 + 7.35^3) + \frac{2.0}{3}(4.65^3 + 6.35^3) = 864.3 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{846.3}{8.65} = 99.9 \text{ cm}^3 > Z_{req} \ (92.4 \text{ cm}^2)$$

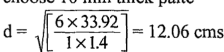
STIFFENERS:

$$M = \frac{11.25}{2} \times 6.03 = 33.92 \text{ cm. tons}$$

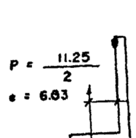
$$f = \frac{6M}{t.d^2}$$

$$d^2 = \frac{6M}{f.t}$$

choose 10 mm thick palte



$$d = \sqrt{\left[\frac{6 \times 33.92}{1 \times 1.4}\right]} = 12.06 \text{ cms}$$



choose d = 12.5 cms.

WELDS:

Lifting angle/side member

Load/weld = 6.625 tons.
Use 10 mm fillet weld.
capacity of weld = 9 × 2 × 1× 0.707 × 0.56 = 7.11 tons　　O.K.

Shear palte/lifting member

Load/palte = 11.25 tons
Use 15 mm fillet weld.

Capacity of weld = $11 \times 2 \times 1.5 \times 0.707 \times 0.56 = 13$ tons O.K.

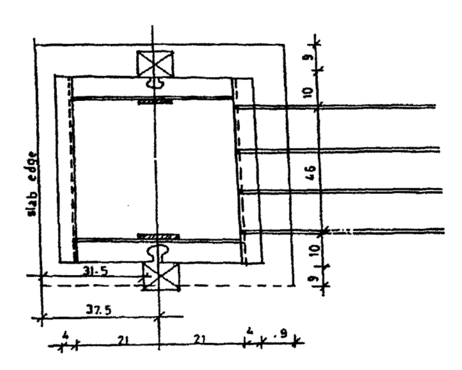
Design of The Collar Type "B"

lifting load for two slabs = $2\,(2.875 \times 4.5) \times 0.5 = 13$ tons

$$\underset{L \times b}{\downarrow} \qquad \underset{0.2 \times 2.5}{\downarrow}$$

Final load = $2.875 \times 4.5 \times 0.9 = 11.65$ tons

Shear Perimeter required = $\dfrac{11.65 \times 10^3}{7 \times 0.85 \times 15} = 130.53$ cms



Shear Perimeter availble = 2 (7.15-12) + 84 = 203 cms > 131 cms O.K.

U.D.L.on shear perimeter = $\frac{13000}{203} = 64$ Kg/cm

Load on outer side member = $2\times 31.5 \times 64 = 4034$ kg.

Load on inner side member = 13000 - 4034 = 8966 kg.

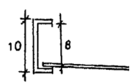
Out of balance load = 8966 - 4034 = 4932 kg.

Out of balance moment = $4932 \times \frac{0.46}{2} = 113.44$ m.kg. = 113.44 tons. cms

Assume 4 ϕ 19 (area = 11.3 cm^2) to take the moment.

$$F_s = \frac{M}{A_s Y_{ct}} = \frac{113.44}{11.3\times(0.9\times 8)} = 1.39\ t/cm^2 < 1.4 \text{ O.K.}$$

Lengh of bars = 1.00 m



As of one bar

↑

$$\text{Bond stress} = \frac{1.4\times 2.38\times 1000}{\pi\times 1.9\times 100} = 6.6\ kg/cm^2 < 10\ kgs/cm^2 \text{ O.K.}$$

↓

ϕ

Inner Side Member

U.D.L. = $\frac{8966}{66} = 136$ kg/cm

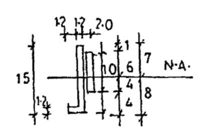
M = $136 \times \frac{46^2}{8} = 35972$ kg/cms

$Z_{req} = \frac{35972}{1400} = 25.7 \text{ cm}^3$ No. 10 is O.K.

Lifting Member:

$M = \frac{4034}{2} \times 23 = 46391$ cm.kg

$Z_{req} = \frac{46391}{1400} = 33.2 \text{ cm}^3$



Try an angle 100 × 150 × 2

N.A.

$A = 15 \times 1.2 + 10 \times 2.0 + 1.2 \times 1.2 = 39.44 \text{ cm}^2$

$e = \frac{15 \times 1.2 \times 7.5 + 10 \times 2 \times 9 + 1.2 \times 1.2 \times 0.6}{39.44} = 8.0$ cms

$I_{N.A.} = \frac{1.2}{3}(8^3 + 7^3) + \frac{2}{3}(4^3 + 6^3) + 1.44 \times 7.4^2 = 607.5 \text{ cm}^4$

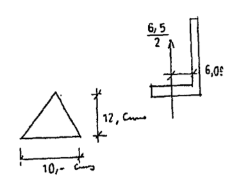
$Z_{min} = \frac{607.5}{8} = 75.9 \text{ cm}^3 > 33 \text{ cm}^3$

Stiffeners:

$M = 3.25 \times 6.09 = 19.8$ t. cms

$d = \sqrt{\left[\frac{6 \times 19.8}{1 \times 1.4}\right]} = 9.2$ cms

Use 10 mm thickness



Welds:

Shear plate to lifting member has a force = 6.5^t

Use. 10 mm fillet weld

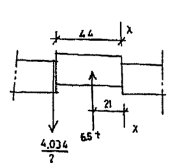
weld capacity = $2 \times 10 \times 1 \times 0.707 \times 0.56 = 7.9$ tons > 6.5 O.K.

Welding of inner member to lifting angle:

$M = 6.5\,(21) - 2\,(44) = 48.5$ cm. tons

$Z_{req} = \dfrac{48.5}{1.4} = 34.6 \text{ cm}^5$

Try 12 mm fillet weld



$A = 0.85 \times 9.3 + 0.85 \times 8.1 + 0.85 \times 7.6 + 0.5 \times 10 = 26.3$

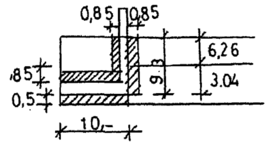
$I_{NA} = \dfrac{0.85}{3}(3.04^3 + 2 \times 6.26^3 + 1.84^3) + 0.85{\times}7.6{\times}1.63^3 + 0.5{\times}10{\times}33.49^2$

$= 226.9 \text{ cm}^4$

$Z_{min} = \dfrac{226.9}{6.26} = 36.2 \text{ cm}^3 > 34.6 \text{ cm}^3$ O.K.

where $e = (0.85{\times}9.3{\times}5.35 + 0.85{\times}8.1{\times}5.95)$

$+ (0.85{\times}7.6{\times}2.13 + 0.5{\times}10{\times}0.25) / 26.3 = 3.74$





الباب العاشر

البلاطات سابقة التجهيز

PRE - SLAB



البلاطات سابقة التجهيز جزئياً

PRE-SLAB

تعريف:

هذا النظام من البلاطات يعتبر واحداً من أنواع الإنشاءات الخرسانية المركبة Composite concrete حيث تصمم وحدات خرسانية سابقة الصب precast concrete Unit لكى تعمل إنشائياً بالتداخل مع خرسانية مصبوبة فى الموقع Insitu concrete ويتحدا ليكونا عنصر واحد، وفى هذا النظام تتكون فى النهاية البلاطات السابقة التجهيز جزئياً من ٥-٧سم بلاطات سابقة التجهيز مصمتة Solid precast slab بالإضافة الى السمك thickness المطلوب من الخرسانة التى سوف تصب فى الموقع والذى سوف يتم تحديده تصميميا

المميزات: ADVANTAGES.

١- تمكننا من استخدام وحدات سابقة الصب سهلة التناول والاستعمال.

٢- تقليل المطلوب من الشدات الخشبية داخل الموقع وكذلك الشدات المعدنية.

اعتبارات خاصة فى التصميم:

١- يجب تصميم العنصر element ليكون قوياً بدرجة تكفى لمقاومة اجهادات التناول واجهادات الرفع lifting stresses.

٢- نقط الرفع باستخدام الخطافات المربوطة يجب أن تضاف الى البلاطات فى مواضع مختلفة لتسهيل عمليات تناول handling ورفع البلاطات سابقة التجهيز.

٣- بعد رفع البلاطات سابقة الصب الى مكانها يجب تصميمها لتعمل لوحدها أو مع بعضها باستخدام دعامات مؤقتة لتتحمل الخرسانة المصبوبة insitue concrete واحمال الإنشاء construction loads حتى يتم وصول هذه الخرسانة الى مرحلة التصلد، وتحت تأثير هذه الأحمال فإن العناصر

الخرسانية سابقة الصب سوف يحدث لهـــا ترخيـــم deflection ينتـــج عنـــه إجهادات شد وضغط داخل هذه الوحدات.

٤-عندما يكتمل تصلب الخرسانة المصبوبة فى الموقع ويتم رفع الدعامات فـــإن قوة الدعامات العكسية سوف تؤثـــر علـــى العنصـــر المركـــب composite member ويتبعها الأحمال النهائية الحية والميتـــة Live and dead loads final.

والأجهادات الآن الناتجة سوف يتم تراكمها مع الإجهادات التى حدثـــت داخـــل الوحدة سابقة الصب من الخطوة رقم (٢) المذكورة سابقاً.

٥- يجب وضع روابط قص Shear dowels فى التصميم ولوحـــات التفـــاصيل وذلك لنقل القص الأفقى Horizontal Shear الحادث على ســـطح الاتصـــال contact Surface بين الوحدات السابقة الصب والخرســـانة المصبوبـــة فـــى الموقع.

٦- يجب التأكد من وجود قوة مقاومة كافية فى نهايات العناصر ســـابقة الصـــب ولكن إذا كان حدوث الشروخ مسموحاً به فإنه يجب اتخاذ الاحتياطات الكافية فى التشطيبات وذلك لأنه عند النهايات ونتيجة لعدم الاستمرارية فإنه يتواجـــد نقط ضعف عادة فى هـــذه المواضـــع ، ولذلـــك كـــان الـــترخيم deflection والانكماش shrinkage والزحف Creep والتغيرات الحراريـــة temperature changes عادة ما تتراكم مع بعضها لإحداث اجهادات شد إضافية فـــى هـــذه النقط (عند الأطراف).

وأيضا فإنه إذا تواجد تسرب للمياه فإن ذلك سوف يـــؤدى الـــى صـــدأ حديـــد التســـليح، وعـــادة مـــا يحـــدث أن المصنعيـــن للوحـــدات ســـابقة الصـــب manufacturers. يقومون بإعداد نشرة للتفاصيل الفنية للوحدات سابقة الصـــب التى يقومون بتصنيعها يتم فيها توضيح خواص المنتجات ويجب الرجوع الـــى هذه النشرات فى مرحلة إعداد التصميمات الإنشائية وذلك لمساعدة المصمم.

ومن المعلوم بالخبرة أنه من الأفضل والمناسب استخدام قطاعـــات مســتطيلة للكمرات سابقة الصب مع البلاطات سابقة الصب وذلك لحصول على مفعـــول تداخل جيد good combined action بين الكمرات والبلاطات.

بلاطات الأومنى ديك OMINDEC SLABS.

هذا النوع من البلاطات سابقة الصب يتكون من بواكـــى خرســانية مســلحة الصب ذات تخانة ٥سم وبعرض حتى ٢٤٠سم وبطول حتى ١٠مـــتر مكونــة بذلــك اجزاء من السقف الخرسانى المسلح وبالتالى يمكن الاســتغناء تمامــاً عــن الشــدات لبلاطات الأسقف. وتسليح هذه الباكيات يتكون عادة من شبكات حديد تسليح ملحومــــة أو هيكل حديد تسليح على هيئة عارضة ذات اقطار Latice girders.

والباكية الخرسانية سابقة الصب تستخدم على أنها شــدة دائمــة Permanent shattering للخرسانة المصبوبة فى الموقع والتى يستكمل بها بــاقى تخانــة بلاطــة السقف (سمك البلاطة الكلى يتراوح بين ١٢سم ، ١٤ سم منهم ٥سم بلاطــــة ســابقة الصب والباقى خرسانة مصبوبة فى الموقع).

والعوارض المثلثة ذات الأقطار triangulated lattic girders والتى تظهـــر من خلال السطح العلوى للبلاطة سابقة الصب تقوم بتقوية الباكيـــة الســابقة الصــب لتتحمل بأمان احمال الإنشاء وتكون تماسك bond بيـــن الخرســانة ســابقة الصــب والخرسانة المصبوبة فى الموقع.

وباكيات بلاطات الأومنى ديك تحتوى بدقة على أغلب حديد التسليح الـــلازم ولكل السقف، وهذه البلاطات يمكن رفعها can be lifted مباشرة من عربات النقـــل الى مكانها على السقف بمعدل حوالى ١٠٠متر لكل ساعة وهى لا تحتاج الى أى شدة أفقية ولذلك فهى تقوم بتوفير ملحوظ فى وقت الإنشاء ولكنها تحتاج الى عمالة مدربة وماهرة ويكون التشطيب لهذه البلاطات ناعم ودقيق حتى يمكن دهان سطحها بسهولة بمواد البياض أو النقاشة المطلوبة بسرعة ويمكن استخدام مـــواد البوليســترين أو أى مواد مفرغة لتساعد فى تكون هذه البلاطات عند اللزوم.

مثال محلول لتصميم البلاطات سابقة الصب.

صمم بلاطات السقف المبينه فى الشكل لتحمل حمل حى يساوى ٢٠٠كجم/م٢.

بنظام البلاطات سابقة الصب preslab

الحل:

بيانات التصميم: Design Data.

حالات التحميل Cases of loading.

١- حالة التحميل الكلية النهائية final loading condition.

٢- حالات رفع البلاطات بالخطاف Raising hooks.

٣- حالة الصب فى الموقع Casting situ in.

- المبنى شقق سكنية.
- النظام الإنشائي نظام كمرات محملة على أعمدة خرسانية والبلاطات تتكون من ٦سم وحدات بلاطات سابقة الصب مضاف إليها بلاطات خرسانية مصبوبة فى الموقع بتخامة حوالى ٦سم إضافية
- الخرسانة المستخدمة ذات إجهاد كسر تصميمى بعد ٢٨ يوماً للمكعبات القياسية لا يقل عن $C_{cu} \leq 300 Kg/cm^2$
- الحديد المستخدم حديد صلب عالى المقاومة ٥٢/٣٦.

Steel 52-fult. = $5200 kg/cm^2$

- تصميم البلاطة S1 (أبعاد ٣,٥٧٥ × ٤,٢٠).

١- حالة التحميل النهائية:

وزن ٦سم بلاطة سابقة الصب $150 kg/m^2$ الأحمال Loads.

وزن ٦سم بلاطة مصبوبة فى الموقع ١٥٠kg/m٢.

وزن الأرضيات ١٥٠kg/m٢.

الحمل الحى $+200 kg/m^2$

Total q الحمل الكلى = $650 kg/cm^2$

$C_{cu} = 300 kg/cm^2$

$f_c = 80\ kg/cm^2$

Steel S_2 $f_s = 2000\ kg/cm^2$

$$M = 0.65 \times \frac{3.575^2}{8} = 1.04\ m.t./m`$$

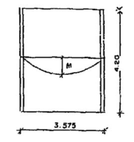
assume t = 12 cms أفترض أن تخانة البلاطة الكلية

d = 10.5 cms.

$$d = k_1 \sqrt{M/b}$$

$$10.5 = k_1 \sqrt{1.04 \times 10^5 \times 100}$$

$$k_1 = 0.326$$

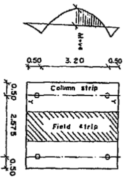


From tables من الجداول

$f_c = 65\ kg/cm^2$

< f allowable O.K.

$K_2 = 1782$



$$\text{Area of Steel } A_s = \frac{M}{K_2 \cdot d}$$

$$= \frac{1.04 \times 10^5}{1782 \times 10.5} = 5.718\ cm^2/m`$$

choose 10 ϕ 9 / m` ($A_s = 6.36\ cm^2$)

(Standard Steel Wire mech).

شبكة من أسلاك حديد التسليح القياسية عالية المقاومة.

٢- حالة الرفع بالونش Case of Raising Hooks

أفترض وجود عدد ٤ نقاط للرفع بالونش كما موضح بالشكل

Slab Thickness = 6 cms

وتخانة البلاطة سابقة الصب التى سوف ترفع بالونش = ٦سم.

O.Wt. = $150 kg/m^2$ = الوزن الذاتى

Y-Direction تصميم الاتجاه y للبلاطة

$$w - 0.15 \times \frac{3.575}{2} = 0.27\ t/m`$$

$m^{-ve} = 0.27 \times \frac{0.5^2}{2} = 0.034 m.t.$ = Total negative moment

العزم السالب الكلى =

M^{+ve} Total positive moment

$= 0.27 \times \frac{3.2^2}{8} - 0.034 = 0.310 m.t.$

العزم الموجب الكلى =

والعزم الموجب سوف يتم تقسيمه بين شريحة العمود Columstrip وشـــريحة Field strip كما يلى:

نصيب شريحة العمود = Columstrip = 55%

نصيب شريحة الوسط = Field strip = 45%

M^{+ve} Column strip = 0.55×0.31 = 0.57m.t.

M^{-ve} Field strip = 0.45 × 0.31 = 0.14 m.t

ويتم تقسيم العزم السالب الكلى بين شريحة العمود وشريحة الوسط كما يلى:-

Column strip = 75%

Field strip = 25%

$M^{-ve}_{\text{Column strip}} = 0.75 \times 0.034 = 0.026$ m.t

$M^{-ve}_{\text{Filed strip}} = 0.25 \times 0.034 = 0.0085$ m.t.

تصميم شريحة العمود:

width b = bo /4 + 0.5

bo = 2.575

b = 1.144m

$d = 4.5 = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = k_1 \sqrt{\frac{0.17 \times 10^5}{114}}$

$k_1 = 0.369 \quad f_c = 58$ kg /cm²

< allowable

O.K

From table من الجداول

$k_2 = 1800$

$A_s = \frac{0.17 \times 10^5}{1800 \times 4.5} = 2.05 cm^2 (b = 1.14m)$

$5\ \phi\ 7.5\ /\ m\ (A_s = 2.21\ cm^2)$ نختار choose.
standard steel wire mesh

(شبكة تسليح قياسية عالية المقاومة)

cheek for negative emoment فحص العزم السالب

$$f_1 = \frac{6m}{bt_2} = \frac{6\times0.026\times10^5}{114\times6\times6} = 3.8\ kg/cm^2$$

لالزوم لأى تسليح علوى للبلاطة

تصميم الاتجاه × للبلاطة x- direction

$$W = 0.15 \times \frac{4.2}{2} = 0.315\ t/m$$

$$M^{-ve} = 0.315\ \frac{0.5^2}{2}\ x = 0.0394\ m.t.$$

$$M^{+ve} = 0.315 \times \frac{2.575^2}{6} - 0.0394 = 0.22\ m.t$$

$M^{+ve}_{\text{column strip}} = 0.55 \times 0.22 = 0.121$ m.t.
$M\text{-ve}_{\text{column strip}} = 0.75 \times 0.0394$ m.t = 0.0296 m.t.

Width of column strip b = bo / 4 + 0.5
$b_o = 3.2$
b = 0.8 + 0.5 = 1.30 m
Check for negative moment

فحص العزوم السالبة:

$$f_1 = \frac{6M^{-ve}}{bt^2} = \frac{6\times0.029\times10^5}{130\times6\times6} = 3.795 kg/cm^2 < 6 \text{ o.k safe}$$

Check for positive moment.

فحص العزوم الموجبة:

$$d = 4.5 = k_1\sqrt{m/b} = k_1\sqrt{\frac{0.121\times10^5}{130}}$$

$k_1 = 0.448$
$f_c = 43 kg/cm^2$
$k_2 = 1840$

$$A_s = \frac{0.121\times10^5}{1840\times4.52} = 1.46cm^2$$

$$A_s / m = \frac{1.64}{1.3} = 1.12cm^2 / m'$$

وهو أقل كثيراً من التسليح الرئيسي لاتجاه (X) حيث وضعنا ١٠ ϕ ٩ / م (A_s = ٦,٣٦ سم٢ / م`)

٣- حالة الخرسانة المصبوبة فى الموقع:

Case of casing in – Situ Concrete

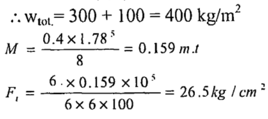
أثناء صب الطبقة العليا من البلاطة فى الموقع فأننا سوف نحتاج الى خط واحد من دعامات الارتكاز Line Support عند منتصف البحر وذلك باستخدام دعامات إضافية Additional steel props.

$$O.W.t. = 150 + 150 = 300\ kg/cm^2$$

الوزن الذاتى لكل من البلاطة سابقة الصب و البلاطة المصبوبة فى الموقع.

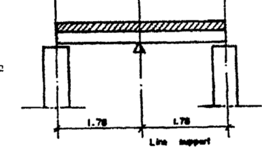
الوزن الإضافي نتيجة ديناميكية عملية الصب = ١٠٠كجم / م٢.

$$\therefore w_{tot.} = 300 + 100 = 400\ kg/m^2$$



$$M = \frac{0.4\times1.78^5}{8} = 0.159\ m.t$$

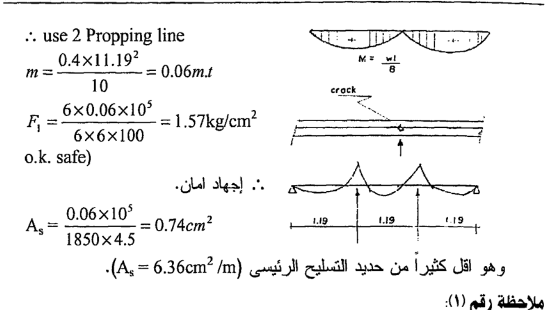
$$F_t = \frac{6\cdot\times0.159\times10^5}{6\times6\times100} = 26.5kg/cm^2$$



$$f_{t\ allowable}\ \frac{80}{4} = 20kg/cm^2 < f_t$$

غير أمن unsafe.

∴ دعامة واحدة لا تكفى ويجب استخدام دعامتين.



$\therefore$ use 2 Propping line

$$m = \frac{0.4 \times 11.19^2}{10} = 0.06 m.t$$

$$F_1 = \frac{6 \times 0.06 \times 10^5}{6 \times 6 \times 100} = 1.57 \text{kg/cm}^2$$

o.k. safe)

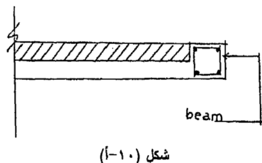
$\therefore$ إجهاد امان.

$$A_s = \frac{0.06 \times 10^5}{1850 \times 4.5} = 0.74 cm^2$$

وهو اقل كثيراً من حديد التسليح الرئيسى ($A_s = 6.36 cm^2 /m$).

ملاحظة رقم (١):

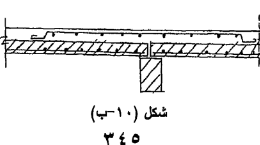
فى الاتجاه العرضى فإنه يتم عمل كمرات مدفونة embeded Beams تحت الحوائط حيث يتم صب الجزء العلوى منها مع طبقة البلاطة الخرسانية المصبوبة فى المواقع كما هو موضح بالشكل (١٠ - أ).



شكل (١٠-أ)

الملاحظة رقم (٢)

للحصول على الاستمرارية للبلاطات فوق الكمرات continuity أو لتغطية العزم السالب بين أى باكيتين متجاورتين من البلاطات فإنه يمكنك وضع شبكة تسليح علوية فى طبقة البلاطة الخرسانية المصبوبة فى الموقع قبل صبها كما هو موضح بالشكل (١٠- ب).



شكل (١٠-ب)





إضافات الكود المصـري رقـم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١ لإكمال تـصميم وتـنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة



٤-٢-٢-٢ البلاطات والقواعد Slabs And Footings

١-تحسب إجهادات القص في البلاطات أو القواعد مثل الكمرات سواء في الاتجـــــاه الطولي أو العرضي وطبقا للبنود مـــن (٤-٢-٢-١-١) إلـــى (٤-٢-٢-١-٣) وكذل البند (٤-٢-٢-١-٦-د).

٢-تحسب اجتهادات القص الثاقب طبقا للبند (٤-٢-٢-٣).

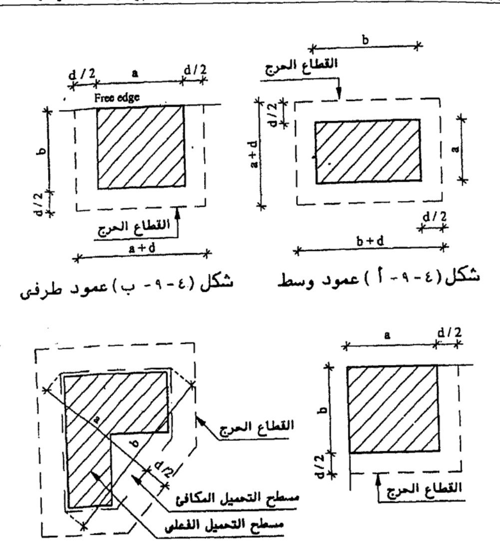
٤-٢-٢-٣ القص الثاقب Punching Shear

أ- يعتبر القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب بجوار الأحمال المركزة فـــي البلاطات والقواعد على بعد $\frac{d}{2}$ من محيط تأثير القوة المركزة.

ب- يحسب إجهاد القص الثاقب من العلاقة التالية:

$$q_{up} = \frac{Q_{up}}{(b_o.d)} \tag{4-31}$$

حيث b_o هو طول محيط القطاع الحرج كما هو مبين في شكل (٤-٩).



شكل (٤ - ٩ - أ) عمود وسط   شكل (٤ - ٩ - ب) عمود طرفى

شكل (٤ - ٩ - جـ) عمود ركن   شكل (٤ - ٩ - د) عمود غير مستطيل

شكل (٤-٩) القطاعات الحرجة في القص الثاقب

جــ- يجب عند حساب إجهاد القص الثاقب أخذ تأثير العزوم المنقولة من البلاطـــات اللاكمرية إلى الأعمدة وذلك طبقا للبند (٦-٢-٧-٧).

د- توخذ مقاومة الخرسانة الاعتبارية للقص الثاقب القيمة الأصغر من الآتي:

$$q_{cup} = 0.8\left(\frac{(\alpha.d)}{b_o} + 0.2\right)\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad \mathbf{N/mm^2} \qquad (4\text{-}32\text{-}a)$$

$$\text{N/mm}^2 \; q_{cup} = 0.316\left(0.5 + \left(\frac{a}{b}\right)\right)\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad (4\text{-}32\text{-}b)$$

حيث a و b هما البعدين الأصغر والأكبر لمسطح التحميل المستطيل الشكل. أما فـي مسطحات التحميل الأخرى غير المستطيلة فيتم تحديد قيم a و b بعد أخــذ مسـطح تحميل فعال بحيث يكون محيط المسطح الفعال الناتج أقل ما يمكن ويكون البعد b هـو أطول بعد لمسطح التحميل الفعال والبعد a هو أطول بعد عمودي على b من مســطح التحميل وb_o هو طول محيط القطاع الحرج وd هو عمق البلاطة الفعال كما هو مبيـن في شكل (٤-٩-د) لقطاع تحميل على شكل L و α معامل يساوي ٤ للعمود الداخلـي و٣ للعمود الطرفي و٢ لعمود الركن. على ألا يزيد مقدار q_{cup} على القيمة التالية:

$$\text{N/mm}^2 \; q_{cup} \le 0.316\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad (4\text{-}33)$$

هـ- يحدد سمك البلاطة أو القاعدة لمقاومة القص الثاقب على أساس أن القص الثاقب يقاوم بواسطة الخرسانة فقط وبدون مشاركة من صلب التسليح أي أن:

$$q_{cup} \ge q_{cup} \qquad (4\text{-}34)$$

٤-٢-٣-٦ إعادة توزيع عزوم اللي للمنشآت الغير محددة استاتيكيا

يجب أن تصمم القطاعات وتحسب كمية صلب التسليح كما سبق مع ملاحظة أن:

أ- في المنشآت غير المحددة استاتيكيا والتي يكون عزوم اللـــي فيـــهال ضروريــا للاتزان (Equlilibrium torsion) لا يسمح بإعادة توزيع العزوم.

ب- في المنشآت غير المحددة استاتيكيا والتي يكون عزم اللي فيها غير ضـــــروري للاتزان وناتج عن تحقيق توافق الانفعالات (Compatility torsion) يمكن تخفيض عزوم اللي القصوى إلى القيمة التالية:

$$M_{tu} = 0.316\left(\frac{A^2_{cp}}{P_{cp}}\right)\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad (4\text{-}54)$$

حيث A_{cp} هي المساحة الكلية للقطاع شاملة الفتحات إن وجــدت و P_{cp} هــو المحيــط

الخارجي للقطاع. وفي هذه الحالة يجب إعادة توزيع الانحناء وقوى القص في البواكي المجاورة.

٤-٢-٣-٧ جساءة القطاع الخرساني في اللي

أ- يمكن حساب جساءة اللي لقطاع مستطيل G.C باعتبار معاير جساءة القــص G مساويا ٠,٤٢ من قيمة معاير المرونة للخرسانة طبقا للبند (٢-٣-٣-١) وباعتبار ثابت اللي C طبقا للمعادلة التالية:

$$C = \beta b^3 t \eta$$

(4-55)

حيث:

η = 0.70 للقطاعات المستطيلة قبل التشرخ التي تكون فيــها إجــهادات القــص الاعتبارية القصوى q_{tu} (ن/مــم^٢) الناتجــة عــن عــزم اللـــي لا تتعــدى $0.316\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$

η = 0.20 للقطاعات المستطيلة بعد التشرخ

β = معامل يعتمد على نسبة t/b المعطاة في جدول (٤-٦)

جدول (٤-٦) قيم المعامل β لحساب جساءة القطاعات في اللي

t/b	1	1.5	2	3	5	>5
β	0.14	0.20	0.23	0.26	0.29	0.23

ولحساب الجساءة لقطاع على شكل حرف L أو T أو صندوقي يمكن تقسيم القطــاع إلى مستطيلات وحساب الجساءة كما سبق بشرط اتباع ما ذكر في بند (٤-٢-٣-٢).

ب- في الحالات التي تستدعي دقة في الحسابات يتم تعيين جساءة القطاع باســتخدام نظرية الجمالون الفراغي.

٤-٢-٤ حالة حد المقاومة القصوى للتحميل (الارتكاز)

Ultimate Bearing Strength Limit State

٤-٢-٤-١ الحد التصميمي الأقصى لمقاومة الارتكاز عن $0.67 A_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c}$

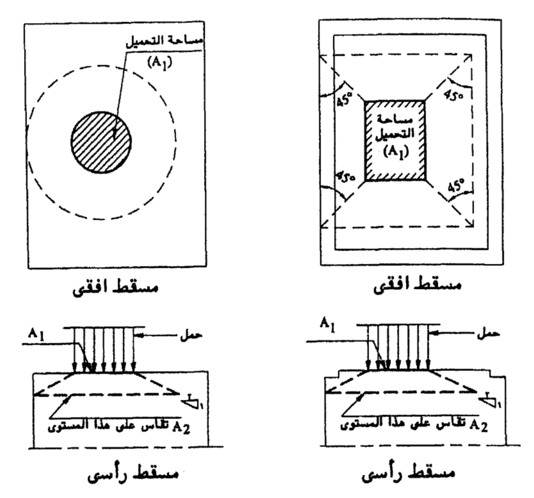
حيث: A_1 = مساحة سطح التحميل

ويستثنى من ذلك الحالات المذكورة في البنود (٤-٢-٤-٢)، (٤-٢-٤-٣).

٤-٢-٤-٢ عندما يكون السطح المقاوم للارتكاز أكبر من مسطح التحميل يكون الحـد التصميمي الأقصى لمقاومة الارتكاز على مسطح التحميل مساويا للقيمة المعطاة فـــي البند السابق (٤-٢-٤-١) مضروبة في المعامل $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ على ألا يزيد هذا المعامل عن اثنين.

حيث A_2= أكبر مساحة للسطح المقاوم للارتكاز متماثلة ومتمركزة مع مسطح التحميل A_1 (شكل ٤-١٤). ويصمم سمك السطح المقـــاوم علـــى أســـاس مقاومتـــه لإجهادات القص المبينة في البند. (٤-٢-٢).

٤-٢-٤-٣ عندما تكون المنطقة المقاومة للارتكاز ذات ميول جانبية أو هرمية الشكل تؤخذ A_2 تساوي مساحة القاعدة السفلية لأكبر مخروط داخل الشكل الـــهرمي الناقص والذي يمثل قاعدته العليا سطح التحميل وله ميول جانبية ١ رأسي إلى ٢ أفقي (شكل ٤-١٤).



شكل(٤-١٤) تحديد المساحة A_2 في مناطق الارتكاز ذات الميول الجانبية

٤-٣-١-٢ نسبة البحر الفعال إلى العمق الكلي

٤-٣-١-٢-أ- في حالة الكمرات والبلاطات ذات الاتجاه الواحد في المباني العادية وذات البحور أقل من ١٠ متر، غالبا ما تكون نسب قيم الترخيم (سهم الانحناء) بالنسبة للبحور مقبولة في القطاعات المعرضة لعزوم انحناء إذا لم تتعد نسبة البحر الفعال L إلى العمق الكلي t النسب المعطاة في جدول (٤-١٠) حيث العمق ثابت ومستمر والحمل منتظم التوزيع.

جدول (٤-١٠) نسبة البحر الفعال إلى العمق الكلي (L/t)

للعناصر ذات البحور أقل من ١٠ متر ما لم يتم حساب الترخيم*

العنصر	بسيطة الارتكاز	مستمرة من ناحية واحدة	مستمرة من جانبين	الكابولي
البلاطات المصمتة	20	24	28	10
الكمرات والبلاطات ذات الأعصاب	16	18	21	8

كذلك لا تسري القيم الموضحة في الجدول المذكور في الحالات الآتية:

أ- إذا لم يكن هناك جزء من الكمرة يعمل على شكل حرف T .

ب- إذا كانت الكمرات والبلاطات ذات الأعصاب حاملة لعناصر ممكن أن يحدث بها عيوب غير مقبولة نتيجة الترخيم.

٤-٣-١-٢-ب- في حالة البحور التي تتجاوز عشرة أمتار، أو في حالة الأحمال الثقيلة أو غير المنتظمة، أو المباني غير العادية لا يجوز استخدام النسب المذكورة في بند (٤-٣-١-٢-أ) ويجب التحقق من عدم تجاوز سهم الانحناء للقيم المسموح بها في بند (٤-٣-١-١).

٤-٣-١-٢-جـ- بالنسبة للقطاعات على شكل حرف T تعدل القيم الموضحة بالبندين (٤-٣-١-٢-أ) و(٤-٣-١-٢-ب) بضربها في المعاملات δ المستنتجة من الشكل (٤-٢١).

٤-٣-١-٢-د- في حالة البلاطات ذات الاتجاهين والمرتكزة على كمرات جاسئة في المباني العادية ذات البحور أقل من ١٠ متر غالبا ما تكون نسبة الترخيم بالنسبة

* تسري القيم الموضحة بهذا الجدول في حالة استخدام صلب عالي المقاومة، أما في حالة استخدام صلب طري فيتم زيادة هذه القيم بمقدار ٢٥%.

للبحور مقبولة في القطاعات المعرضة لعزوم انحناء إذا لم يقل سمك القطاع عن ١٠ سم أو t أيهما أكبر.

حيث t تؤخذ من المعادلة التالية:

$$t = \frac{L_n\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \qquad (4\text{-}61)$$

وبشرط ألا يقل السمك الأدنى عن المعطى في بند (٦-٢-٢-٣)

حيث L_n هو البحر الخالص الأكبر، β هي نسبة البحر الفعال الأكبر إلى الأصغر وf_y بوحدات ن/مم^2.

٦-٢-١ البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد

تعريف البلاطات ذات الاتجاه الواحد:

١- البلاطات المصمتة ذات الاتجاه ا لواحد هي البلاطات المحمولة في اتجاه واحد على ركيزتين على طول الطرفين المتقابلين وتكون الركائز إما حوائط أو كمرات.

٢- البلاطات المصمتة المستطيلة المرتكزة على حوافها الأربع وطولها الفعال يساوي أو يزيد على ضعف عرضها الفعال، تسري عليها قواعد البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٣-تحسب البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول في اتجاه الفعال الأصغر بين الركيزتين المتقابلتين.

٦-٢-١-١ البحور

أ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساويا للبحر الخالص بين الركائز، مضافا إليه سمك البلاطة أو ١,٠٥ البحر الخالص أيهما أكبر على ألا يزيد على المسافة بين محاور الركائز.

ب- البلاطات المستمرة التي تزيد عرض الركيزة لها على ٢٠% من البحر الخالص، يمكن اعتبارها كما لو كانت مثبتة كليا في الركائز ويحسب كل بحر على حده.

جـ- يؤخذ البحر الفعال للبلاطات الكابولية مساويا للقيمة الأصغر من:

- طول البلاطة الكابولية مقاسا من محور الركيزة في حالة كونها امتـــدادا لبلاطـــة داخلية.
- الطول الخالص للبلاطة الكابولية مضافا إليه السمك الأكبر للبلاطة الكابولية.

٦-٢-١-٢ السمك الأدنى

١- يحدد السمك الأدنى للبلاطات بحيث لا يتجاوز حد الترخيم طبقـــا للاشـــتراطات الواردة في البند (٤-٣)، كما يجوز الاستغناء عن حساب الترخيم إذا كان ســـمك البلاطة في المباني العادية لا يقل عن القيم المعطاة في الجدول (٤-١٠).

٢- يشترط ألا يقل سمك البلاطات عن الآتي:

- للبلاطات بسيطة الارتكاز $t_{min} = \frac{L}{30}$
- للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة $t_{min} = \frac{L}{35}$
- للبلاطات المستمرة من ناحيتين $t_{min} = \frac{L}{40}$

٣- يشترط ألا يقل سمك البلاطة في المباني العادية عن القيم التالية:

- بلاطات مصبوبة في موضعها ومعرضة لأحمال استاتيكية ٨٠ مم.
- بلاطات معرضة لأحمال ديناميكية أو لأحمال العربات ١٢٠ مم.

٤- يمكن تقليل السمك عما سبق ذكره للبلاطات سابقة الصب.

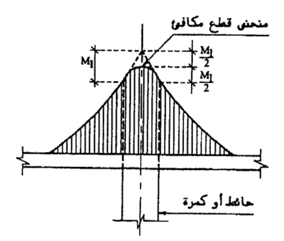
٦-٢-١-٣ عزوم الانحناء

١- يمكن تحليل البلاطات المستمرة تبعا لنظرية الكمرات المستمرة على ركائز جاسئة حرة الدوران بشرط أن تتوافر العناية الخاصة لضمان وضع صلب التسليح المقاوم لعزوم الانحناء السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٢- يمكن تخفيض عزوم الانحناء السالبة السابقة تبعا لمنحنى قطع مكافئ كما هو مبين بالشكل (٦-١) حيث M_1 هو قيمة الفارق بين العزوم عند محور الركيزة والعزوم

عند وجه الركيزة وذلك بالنسبة للبلاطات المرتكزة على حوائط أو كمرات مصبوبة ميليثيا.

٣- يجب ألا تقل عزوم ا لانحناء الموجبة المأخوذة في الاعتبار عند تصميم البلاطات المستمرة عن $\frac{wL^2}{16}$ مع مراعاة بند (٤-٢-١-٢-ز).



شكل (٦-١) تخفيض عزوم الانحناء السالبة طبقا لمنحنى قطع مكافئ

٦-٢-٢ البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الاتجاهين

٦-٢-٢-١ عام

١- تعتبر البلاطات المستطيلة المرتكزة على أطرافها الأربعة ذات اتجاهين إذا كان نسبة المستطيلية طبقا للبند (٦-٢-٢-٤) تقل عن ٢.

٢- يمكن حساب هذه البلاطات طبقا لنظرية المرونة، بشرط أن تتوافر الاحتياطات الكافية لضمان وضع صلب التسليح المقاوم لعزوم الانحناء السالبة في مكانه الصحيح أثناء الصب.

٣- تقتصر صلاحية طريقة التصميم التالية على المباني العادية، أما بلاطات المنشآت الأخرى كالكباري أو خزانات السوائل أو المخازن... الخ، فتصمم طبقا للاشتراطات الخاصة بها.

٦-٢-٢-٢ البحور

يرجع إلى البند (٦-٢-١-١).

٦-٢-٢-٣ السمك الأدنى

-تؤخذ قيمة السمك الأدنى كما يلي:

(6-5-a) $t_{min} = \frac{a}{35}$ للبلاطات بسيطة الارتكاز

(6-5-b) $t_{min} = \frac{a}{40}$ للبلاطات المســتمرة مــن ناحية واحدة.

(6-5-c) $t_{min} = \frac{a}{45}$ للبلاطات المســتمرة مــن ناحيتين

حيث a هي البحر القصير الفعال للبلاطة مع مراعاة ما جاء بـــالفقرتين ٣، ٤ بالبند (٦-٢-١-٢).

٦-٢-٦ البلاطات ذات الكمرات المتقاطعة **Panelled Beams**

أ- عندما تكون الأبعاد الكلية للبلاطات ذات الاتجاهين كبيرة نسبيا بحيث يصبح مـــن غير المناسب عمليا تصميمها كبلاطة مصمتة أو بلاطة ذات أعصاب أو بلاطـــة ذات قوالب مفرغة فإنه يمكن استخدام نظام إنشائي مكون من كمـــرات متقاطعـــة على شكل شبكة ترتكز عليها مجموعة من البلاطات المصمتة (أو ذات القوالـــب المفرغة) صغيرة الأبعاد نسبيا.

ب- يتم ترتيب الكمرات المتقاطعة عادة في اتجاهين متعـــامدين لتكـــون بواكـــي مستطيلة أو مربعة (Rectangular gird) ، كما يمكن ترتيب الكمرات في اتجـــاه القطرين لتكون بواكي على شكل متوازي أضلاع (Skew grid) أو ترتيبها فـــي ثلاثة اتجاهات لتكون بواكي مثلثة (Triangular grid) أو ترتيبـــها فـــي أربعـــة اتجاهات لتكون مثلثة (Quadruple grid).

ج- يكون هذا النظام مناسب من الناحية الإنشائية في حالة تساوي قطاع الكمـــرات

المتقاطعة وعندما تكون نسبة المستطيلية للأبعاد الكلية للبلاطات في حـــدود مـــن ١,٠٠ إلى ١,٥٠.

د- يتم إيجاد القوى الداخلية وتصميم بواكي البلاطات بين الكمرات المتقاطعة طبقـــا للبند (٦-٢-٢) أو البند (٦-٢-٥).

هـ- يتم إيجاد القوى الداخلية في الكمرات المتقاطعة باستخدام نظرية المرونة والتــــي تضمن استيفاء اشتراطات الاتزان وتوافق الانفعالات. ويمكن استخدام أحد الطرق المبسطة بشرط التأكد من أن يكون الحل متوافق مع السلوك الفعلي للنظام الإنشائي للكمرات المتقاطعة.

و- يجب استيفاء ما ورد بالبند (٦-٣) الخاص بالكمرات.

٦-٢-٧ البلاطات المسطحة (البلاطات اللاكمرية)

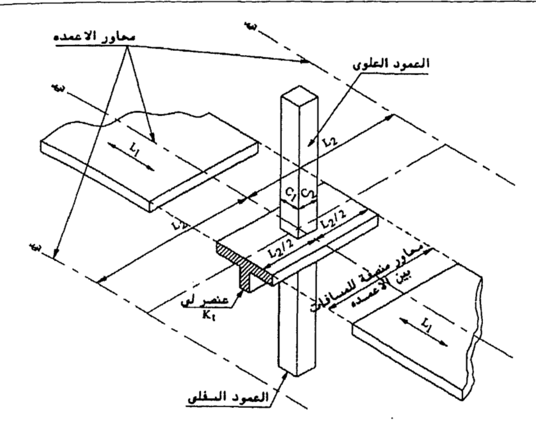
٦-٢-٧-١ عام

يقصد عموما بالبلاطات المسطحة البلاطات اللاكمرية الصماء من الخرســـانة المسلحة إما بسقوط أو بدونه، والتي ترتكز على أعمدة إما بتيجان أو بدونها كما بشكل (٦-٥) وتشمل البلاطات المصمتة أو البلاطات ذات الفراغات الداخلية أو البلاطـــات ذات الأعصاب في الاتجاهين ببلوكات أو بدونها.

الرموز

L_1 = طول الباكية في اتجاه البحر تحت الاعتبار مقاسات من محاور الأعمدة

L_2 = عرض الباكية في اتجاه عمودي على اتجاه البحر تحت الاعتبار مقاسا من محاور الأعمدة



شكل(٦-٧) العمود المكافئ (الأعمدة وعناصر اللي)

٦-٢-٧-٤ تحليل البلاطات المسطحة كإطارات مستمرة

إذا لم يتم ا لتحليل الإنشائي للبلاطات المسطحة بدقة طبقا لنظريـــة المرونـــة فيمكن تحليلها إنشائيا كما يلي:

أ- يمكن حساب العزوم الحانية وقوى القص بتحليل المنشأ كإطارات مســـتمرة مـــع الافتراضات التالية:

- يعتبر المنشأة مقسما طوليا وعرضيا إلى إطارات مكونة من صف مـــن الأعمـــدة وشرائح من البلاطات الواقعة على جانبي صف الأعمدة بعرض يساوي المســـافة بين محاور البواكي.
- يمكن إجراء التحليل الإنشائي لكل إطار مستمر كإطار مستقل مكون من شـــريحة من ا لبلاطات والأعمدة أعلاها وأسفلها وباعتبار نهايات الأعمدة مثبتة تثبيتا كليا،

ويؤخذ الحمل الميت والحي بالكامل في كل اتجاه.

- يجب وضع الحمل الحي في المواضع التي تعطي أقصى اجهادات داخلية في الأعضاء المختلفة للإطار. وتؤخذ البحور التي تستعمل في هذا التحليل مساوية للمسافات بين محاور الأعمدة، كما يجب أخذ اختلاف الجساءة (Rigidity) لأعضاء الإطار في الاعتبار.
- في حالة الأحمال الرأسية يتم حساب جساءة البلاطات المسطحة باستخدام العرض الكلي للبلاطة (أي المسافة بين محاور الأعمدة). أما في حالة الأحمال الجانبية فيؤخذ العرض الفعال عند حساب الجساءة مساويا لعرض العمود مضافا إليه مسافة ثلاث مرات سمك البلاطة على كل من جانبي العمود وبشرط ألا يزيد العرض الفعال على ثلث المسافة بين محاور الأعمدة، وتؤثر القوى الداخلية الناتجة من الأحمال الجانبية على هذا العرض الفعال.
- عند حساب كزازة (Stiffiness) الانحناء للأعمدة يمكن إتباع إحدى الطريقتين التاليتين:

أ-١ أخذ التأثير المجمع لكل من كزازة انحناء العمود وكزازة اللي لعناصر اللي المتصلة مع العمود والمتمثلة في الكمرات وأجزاء اللي الفعالة من البلاطة في الاتجاه العمودي على مستوى الإطار وباعتبار أن عرض عنصر اللي في البلاطات اللاكمرية مساويا لعرض العمود c_1 مضافا إليه ثلاثة أمثال سمك البلاطة وفقا للبند (٤-٢-٣-٢) وشكل (٤-١١-ب) ويتم حساب كزازة انحناء العمود المكافئ K_{ec} وفقا للعلاقة التالية وشكل (٦-٧).

$$K_{ec} = \frac{\Sigma K_{ec}}{\left[1 + \frac{\Sigma K_c}{K_t}\right]} \qquad (6\text{-}16\text{-}a)$$

حيث:

ΣK_c = مجموع كزازتي العمود للانحناء أعلى وأسفل منسوب البلاطة مع اعتبار

العمود مثبتا كليا عند الطرفين العلوي والسفلي، حيث كزازة العمود للانحنـــاء تعطى بالعلاقة:

$$K_c = \left(\frac{4E_c I_g}{h}\right) \quad (6\text{-}16\text{-}b)$$

حيث:

H = هو ارتفاع العمود

I_g = عزم القصور الذاتي خارج الوصلة لكامل القطاع الخرساني للعمـــود حـــول محور الخمول وبدون اعتبار الشروخ مع إهمال صلب التسليح

E_c = معاير المرونة للخرسانة ويحسب طبقا للبند (٢-٣-٣-١)

ويفضل في حالة البلاطات ذات بواكي السقوط أو تيجان الأعمدة أو الأعمدة غير المنشورية حساب قيم كزازة الأعمدة K_c باعتبار التوزيع الفعلي لسجاءتها.

K_t =كزازة عناصر اللي للعمود المكافئ وتحسب من العلاقة التالية:

$$K_t = \Sigma\left[\frac{9E_c.C}{L_2.\left(1-\left(\frac{c_2}{L_2}\right)\right)^3}\right] \quad (6\text{-}16\text{-}c)$$

$$C = \Sigma\left[\left(1-0.63\left(\frac{b}{t}\right)\right).\left(\frac{b^3.t}{3}\right)\right] \quad (6\text{-}16\text{-}d)$$

حيث t, b البعد الأصغر والأكبر على التوالي لعنصر اللي ويمكـــن حســـاب قيمـــة C لقطاع على شكل حرف T أو L بتقسيم القطاع إلى مستطيلات وجمع قيم C لها.

أ-٢ يمكن حساب عزم القصور الذاتي المكافئ للعمود I_{cc} وفقا للعلاقة التالية:

$$\Psi.I_g = \mathbf{I_{cc}} \quad (6\text{-}17\text{-}a)$$

حيث ψ معامل يحسب من العلاقة التالية:

$$\Psi = \left[0.6+0.4\left(\frac{\alpha.L_{2a}}{L_{1a}}\right)\right]\left(\frac{L_{2a}}{L_{1a}}\right)^2 \quad (6\text{-}17\text{-}b)$$

للأعمدة الطرفية

$$\Psi = \left[0.3 + 0.7\left(\frac{\alpha.L_{2a}}{L_{1a}}\right)\right]\left(\frac{L_{2a}}{L_{1a}}\right)^2$$ للأعمدة الداخلية (6-17-c)

بشرط ١,٠٠ ≤ Ψ ≥ ٠,٣٠ وألا تزيد النسبة $\frac{\alpha L_{2a}}{L_{1a}}$ عن ١,٠٠ حيث:

α = نسبة عزم القصور الذاتي للكمرة المقاومة للي (إن وجـــدت) إلـــى عـــزم القصور الذاتي لشريحة البلاطة

L_{1a} = متوسط طولي البحرين على جانبين العمود في اتجاه التحليل

L_{2a} = متوسط طولي البحرين على جانبي العمود في الاتجاه المتعامد على اتجـــاه التحليل

ب- تصمم البلاطة عند أي مقطع للعمومة الحانية المحسوبة كما سبق، غلا أنه لا يلزم اعتبار عزوم حانية سالبة أكبر من تكل الموجودة والمجـــاورة مباشـــرة لوجـــه العمود. تقسم العزوم الحانية التي تم حسابها باتباع الطريقة السابقة بين كل مـــن شرائح الأعمدة وشرائح الوسط بالنسب المبينة في جدول (٦-٤).

جـ- عندما تؤخذ شريحة العمود مساوية لعرض السقوط ويزاد تبعا لذلـــك عـــرض شريحة الوسط لقيمة أكبر من نصف عرض الباكية، يجب زيادة العـــزوم التـــي تقاومها شريحة الوسط على القيم المبينة في جدول (٦-٤) بالتناسب مع الزيـــادة في عرضها. ويمكن حينئذ تخفيض العزوم التي تقاومها شريحة العمود عن القيـــم المبينة في جدول (٦-٤) بيحث لا يكون هناك تخفيض في العزوم الكلية الموجبة والكلية السالبة والتي تقاومها مجتمعة شريحة العمود وشريحة الوسط.

جدول (٦-٤) توزيع العزوم الحانية تحت تأثير الأحمال الرأسية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط

(في بواكي البلاطات المسطحة المصممة كإطارات مستمرة)

نوع العزوم	توزيع العزوم الجانية بين شرائح الأعمدة وشرائح الوسط كنسبة مئوية من عزوم الانحناء الكلية السالبة أو الموجبة	
	شريحة العمود	شريحة الوسط
العزوم السالبة في باكية داخلية	75	25
العزوم السالبة في باكية خارجية	80	20
العزوم الموجبة	55	45

٦-٢-٧-٧-٢ يمكن الاستغناء عن تطبيق اشتراطات البند (٦-٢-٧-٧-١) والخاص بنقل العزوم السالبة من البلاطات إلى الأعمدة في الحالات التالية:

للأعمدة الداخلية في حالة توافر كل من الشرطين:

١- الأحمال الحية لا تزيد على ٤ كيلو نيوتن /م٢.

٢- تساوي البحور المتجاورة أو اختلافها بنسبة لا تزيد على ٢٠%.

للأعمدة الخارجية في حالة توافر أي من الشرطين:

١- وجود كمرة طرفية جاسئة لا يقل عمقها عن ثلاثة أمثال سمك البلاطة.

٢- وجود بلاطة كابولية خارج الأعمدة لمسافة لا تقل عن ربع طول الباكية مقاسة من الوجه الخارجي للعمود، ومحملة بنفس حمل البلاطة.

٦-٢-٧-٧-٣ يمكن حساب إجهادات القص الإجمالية (شاملة الاجهادات الناتجة عن تأثير انتقال عزوم الانحناء بين البلاطة المسطحة والأعمدة) باستخدام

الطريقة المبسطة التالية:

$$q = \frac{Q.\beta}{b_o.d} \qquad (6\text{-}25)$$

حيث:

Q = قوى القص التصميمية المنقولة للعمود عند تحميل البواكي المحيطة به بكـامل الحمل التصميمي

d = العمق الفعال للبلاطة

b_o = طول محيط القطاع الحرج في القص الثاقب طبقا للبند (٤-٢-٢-٣)

β = معامل يعتمد على تأثير لا مركزية قوى القص وتؤخذ كما يلي:

β =1.15 في حالة الأعمدة الداخلية

β =1.30 في حالة الأعمدة الطرفية

β =1.50 في حالة الأعمدة الركنية

٦-٢-٧-١٠ الفتحات في البلاطات المسطحة

طبقا للشكل (٦-١٣):

أ- يفضل عدم عمل فتحات ضمن تيجان الأعمدة.

ب- يسمح بتشكيل فتحات في المساحات المشتركة بين شرائح الوسط منطقة A شكل (٦-١٣-ب) بشرط تحقيق ما يلي:

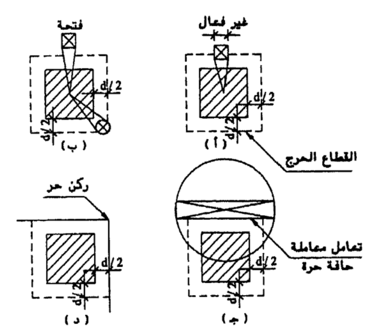
١- ألا يزيد أكبر بعد للفتحة على ٠,٤٠ من طول الباكية في الاتجاه الموازي للمحور.

٢- أن يعاد توزيع عزوم الانحناء التصميمية الكلية الموجبة والسالبة على باقي المنشأ بما يتلائم مع التغير الحاصل نتيجة لوجود الفتحة.

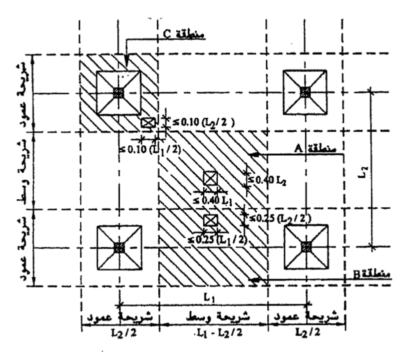
جـ- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحة عمود وشريحة وسط منطقة B شكل (٦-١٣-ب) بشرط تحقيق ما يلي:

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها على ربع عرض الشريحة في أي من الاتجاهين.

٢- أن يكون قطاع أي من الشريحتين في منطقة الفتحة قادر على مقاومـــة العـــزوم التصميمية.



شكل (٦-١٣-أ) تأثير الفتحات في البلاطات المسطحة على القطاع الحرج للقص الثاقب



شكل (٦-١٣-ب) أماكن وأبعاد الفتحات المسموح بها في البلاطات المسطحة

د- يسمح بتشكيل فتحات في المساحة المشتركة بين شريحتي عمود منطقة C شكل (٦-١٣-ب) بشرط تحقيق ما يلي:

١- ألا يزيد طول الفتحة الكلي أو عرضها على ٠,١٠ من عرض شريحة العمود في أي من الاتجاهين.

٢- أن يكون قطاع أي من الشريحتين في منطقة الفتحة قادر على مقاومة العزوم التصميمية.

٣- يمكن تخفيض قيم الحمل الحي المستخدم لأغراض حساب إجهاد القص بمقدار يساوي تأثير الفتحة التي تقطع المحيط المذكور شكل (٦-٣١-أ).

هـ- في حالة زيادة أبعاد الفتحات في البلاطات المسطحة عن النسب الواردة في الفقرات أ، ب، جـ، د، يجب عمل حسابات إنشائية دقيقة تحقق شروط المقاومة وحالات حدود التشغيل.

٦-٧ الاشتراطات الخاصة لمقاومة أحمال الزلازل

٦-٧-١ عام

تتضمن النظم الإنشائية المقاومة للزلازل الإطارات والحوائط الإنشائية والشكالات كما يمكن الجمع بين عدة نظم في منشأ واحد.

٦-٧-١-١ تعريف العناصر الإنشائية المقاومة لأحمال الزلازل

الإطارات هي المنشآت الفراغي الذي تقاوم عناصره ووصلاته عزوم الانحناء والقص والقوى المحورية، وتنطبق اشتراطات البند (٦-٧-٢) على الإطارات غير الممطولية بينما تنطبق اشتراطات البند (٦-٧-٣) على الإطارات الممطولية.

الحوائط الإنشائية هي حوائط صممت لمقاومة القص وعزوم الانحناء والقوى المحورية الناتجة عن أحمال الزلازل، وتشمل الحوائط الخرسانية المسلحة والحوائط الخرسانية في حكم غير المسلحة.

٦-٧-١-٢ يتم حساب أحمال الزلازل وتحديد مناطق الشدة الزلزالية وفقا للكود المصري للأحمال والقوى.

٦-٧-١-٣ يكتفى بتحليل وتصميم وإعداد التفاصيل الإنشائية للمنشآت الواقعـــة فـــي المنطقة الأولى للشدة الزلزالية وفقا للاشتراطات الواردة بـــالأبواب الثـــالث والرابـــع والسادس والسابع من هذا الكود باستثناء البندين (٦-٧-٢) و (٦-٧-٣).

٦-٧-١-٤ يتم تحليل وتصميم وإعداد التفاصيل الإنشـــائية للمنشـــآت الواقعـــة فـــي المنطقتين الثانية والثالثة للشدة وفقا للاشتراطات الواردة بالأبواب الثالث والرابع والسادس والسابع من هذا الكود بالإضافة إلى البندين (٦-٧-٢) و (٦-٧-٣).

٦-٧-١-٥ يراعي ما جاء بالبند (١-١-١) عند تصميم المنشـــآت غـــير الطبيعيـــة الخاصة.

٦-٧-٢ الاشتراطات الإضافية للإطارات غير الممطولية

٦-٧-٢-١ البلاطات المسطحة المقاومة لأحمال الزلازل

أ- تقاوم جميع العزوم المنقولة من البلاطة إلى العمود بواسطة شريحة العمود فقط.

ب- تقاوم العزوم السالبة $\gamma_f M_u$ المبينة بالبند (٦-٢-٧-٧) بواسطة العرض الفعـــال للبلاطة والذي يساوي عرض العمود مضافا إليه ثلاثة أمثال سمك البلاطة t كمـــا بشكل (٦-٢٨).

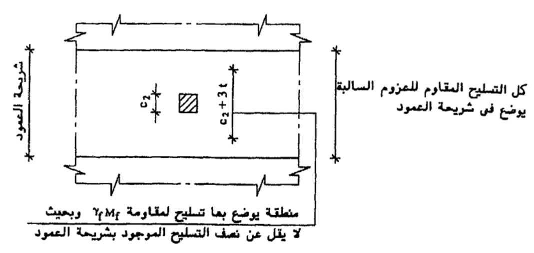
جـ- يجب ألا يقل تسليح العرض الفعال عن نصف تسليح شريحة العمود.

د- يجب أن يمتد ما لا يقل عن ربع التسليح العلوي بشريحة العمود على كامل طـــول البحر (شكل ٦-٢٩-أ).

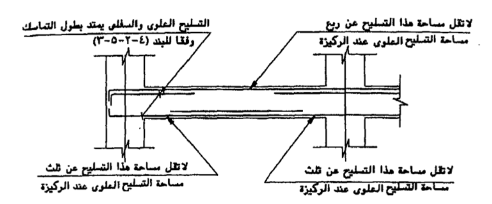
هـ- يجب أن يمتد ما لا يقل عن نصف التسليح السفلي لشريحتي العمود والوسط على كامل طول البحر (شكل ٦-٢٩- أ، ب) مع مراعاة اســـتمرار التســـليح داخـــل مناطق الارتكاز بطول رباط كافي وفقا للبند (٤-٢-٥-٣).

و- يجب ألا يقل التسليح السفلي المستمر في شريحة العمود بكامل طول البحر عـــن ثلث قيم التسليح العلوي لشريحة العمود عند مناطق الارتكاز.

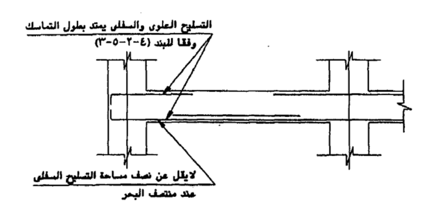
ز- عند الأطراف غير المستمرة للبلاطة يجب أن يمتد كل من التسليح العلوي والسفلي عند الركيزة الطرفية داخل منطقة الارتكاز بطول كافي وفقا للبند (٤-٢-٥-٣).



شكل (٦-٢٨) العرض الفعال في البلاطات المسطحة



(أ) شـــريحـة العمـــود



(ب) شـــريحـة الوســـط

شكل(٦-٢٩) ترتيب التسليح في البلاطات اللاكمرية

٦-٧-٢-٢ كمرات الإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة لأحمال الزلازل

تصمم الكمرات الخرسانية المسلحة المعرضة لعزوم انحناء أو عزوم انحنـــاء مصحوبة بقوى ضغط محورية لا تزيد قيمتها على $0.04f_{cu}A_g$ طبقا للأسس التالية:

أ- يصمم قطاع الكمرة عند وجه الركيزة لمقاومة عزوم موجبة قصوى لا يقل مقدارها عن ثلث العزوم السالبة القصوى الناتجة من الحساب الإنشائي للمبنى.

ب- يجب ألا تقل مقاومة كل من العزوم السالبة أو الموجبة عند أي قطاع في الكمــرة عن خمس قيمة أكبر عزم عند وجه أي من الركيزتين.

جـ- توزيع الكانات الموضوعة في مسافة تساوي ضعف عمق الكمرة مقاسة من وجه الركيزة بحيث لا تبعد أول كانة أكثر من ٥٠ مم من وجـــه الركـــيزة، ولا تزيـد المسافة بين الكانات على الأقل من:

- ربع عمق الكمرة
- ثمانية أمثال قطر أصغر سيخ طولي في قطاع الكمرة
- ٢٤ مثل قطر الكانة

د- لا تزيد المسافة بين الكانات على طول الكمرة عن نصف عمق الكمرة أو ٢٠٠مـم أيهما أقل.

٦-٧-٢-٣ أعمدة الإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة لأحمال الزلازل

يجب ألا يزيد المسافة بين الكانات على s_o وذلك لمسافة تساوي L_o من وجـــه اتصال العمود مع الكمرة أو الأساسات عند كل من طرفي العمود (شكل ٧-٦-ب).

حيث L_o تساوي القيمة الأكبر من:

أ- سدس الطول الخالص للعمود

ب- البعد الأكبر لقطاع العمود

جـ- ٥٠٠ مم

وحيث s_o تساوي القيمة الأصغر من:

أ- ثمانية أمثال قطر أصغر سيخ طولي في قطاع العمود

ب- ٢٤ مثل قطر كانة العمود

جـ- نصف أصغر بعد لقطاع العمود

د- ١٥٠ مم

كما يجب وضع أول كانة على مسافة $s_o/2$ من وجه اتصال العمود مع الكمرة. وبحيث لا تزيد المسافة بين الكانات على امتداد باقي طول العمود على ضعف المسافة s_o وتستمر الكانات داخل الكمرة بنفس المسافة s_o.

٦-٨ الخرسانة سابقة الصنع

يتم تصميم الوحدات الخرسانية سابقة الصنع وفقا للاشتراطات الواردة في هذا البند وتعتبر كافة بنود الكود التي لا تتعارض معه جزءا لا يتجزأ من الاشتراطات الخاصة بتحليل وتصميم الوحدات سابقة الصنع. ولا تكفي اشتراطات هذا البند لتحقيق متطلبات الأمان اللازمة لمقاومة أحمال الزلازل.

٦-٨-١ عام

١- يتم تصنيع العناصر سابقة الصنع والوصلات والفواصل لمقاومة كافة الأحمال الخارجية المؤثرة على العنصر في مراحل التصنيع والتخزين والنقل والتركيب والتنفيذ والاستخدام، بالإضافة لمقاومة الاجهادات الناتجة عن التقييد الطرفي.

٢- عند تحليل المنشآت سابقة الصنع، يجب مراعاة أن تكون افتراضات التحليل الخاصة بالسلوك الإنشائي للوصلات مطابقة لسلوكها الفعلي.

٣- يجب أن يراعي في التصميم والتفاصيل المتطلبات الخاصة للتركيب وذلك مع مراعاة التفاوتات المسموح بها في الأبعاد وفقا لاشتراطات بند (٩-٨-٣) وكذل الاجهادات الناتجة عن التركيب.

٤- بالإضافة إلى متطلبات المنصوص عليها في البند (٧-٢)، يجب إضافة ما يلي سواء في رسومات العطاء أو الرسومات التنفيذية:

أ- تفاصيل التسليح والوصلات وعناصر الارتكاز وسمك الغطاء الخرساني

ووسائل رفع وتركيب تلك العناصر لمقاومة الأحمال المؤقتة خــلال مراحــل التنفيذ.

ب- المقاومة المميزة للخرسانة المستخدمة خلال مراحل التنفيذ المختلفة.

جــ- حالة تشطيب أسطح العناصر.

د- أي تفاوتات خاصة (غير قياسية) مطلوبة للعنصر أو المنشأ.

هــ- أماكن الأربطة والوصلات بين العناصر والقوى المؤثرة عليها.

و- الاحتياطات والتوصيات الخاصة اللازمة للتركيب والتشييد.

٦-٨-٢ توزيع القوى التصميمية بين العناصر

١-يتم توزيع القوى المتعامدة على مستوى العنــاصر طبقــا للتحليــل الإنشــائي أو الاختبار التجريبي .

٢-تنتقل القوى بين عناصر السقف أو الحائط سابق الصنع في المستوى الواحد طبقــا للمتطلبات الآتية:

أ- استمرار مسار القوى في المستوى خلال العناصر والوصلات

ب- توافر مسار مستمر عن طريق صلب التسليح لمقاومة قوى الشد المتولدة.

جــ-تصمم الوصلات والأربطة ومناطق الارتكاز لمقاومة جميع القوى اللازم انتقالها بما فيها أي قوى خاصة كالتي تنتج عن التفاوتات أو التشكلات المرنة أو الزحف أو الانكماش أو الحرارة.

٦-٨-٣ تسليح العناصر سابقة الصنع

- يتم تسليح العناصر طبقا للاشتراطات الواردة بهذا البند وتعتبر كافة بنود الكود التي لا تتعارض معه جزءا لا يتجزأ من هذه الاشتراطات.
- يجب ألا يقل كل من صلب التسليح الأفقي وصلب التسليح الرأسي في الحوائط عن ٠,٢٥ % من مساحة القطاع الخرساني الكلي.
- يجب ألا يقل صلب تسليح بلاطات الأسقف في أي اتجاه عــن ٠,١٥% مــن مساحة القطاع.

٦-٨-٤ التكامل الإنشائي Structural Integrity

٦-٨-٤-١ في المنشآت الخرسانة سابقة الصنع بارتفاع لا يتعـــدى طـــابقين يجـــب استيفاء الشروط التالية:

١- ضرورة استخدام أربطة طولية وعرضية ورأسية وحول محيـــط المنشـــأ لضمان اتصال العناصر سابقة الصنع بالنظام الإنشائي المقاوم للأحمـــال الجانبية.

٢- في الأسقف المكونة من عناصر سابقة الصنع والتي تعمل كمستويات أفقية جاسئة (Rigid horizontal diaphragms) تكون مقاومة الشـــد القصـــوى الاعتبارية (Norminal ultimate tensile strength) للوصلة بيـــن هـــذه الأسقف و العناصر الرأسية المقاومة للأحمال الجانبية قادرة على تحمل ما لا يقل عن ٤,٥ كيلو نيوتن/م.

٣- يجب استخدام الأربطة الرأسية في كل العناصر الإنشائية الرأسية ويتحقق ذلك بعمل وصلات عند الفواصل الأفقية طبقا لما يلي:

أ- يجب ألا تقل المقاومة القصوى الاعتبارية في الشد للأعمـــدة ســـابقة الصنع عن $1.4\ A_g$ نيوتن حيث A_g هي مساحة قطاع الخرسانة الكلية المطلوبة حسابيا بالمليمتر المربع. وفي حالة الأعمدة ذات قطاع فعلي أكبر من المطلوب حسابيا بشرط ألا تقل عن نصف المساحة الفعليـــة لقطاع العمود.

ب- في الحوائط سابقة الصنع يتم استخدام رباطين على الأقل في الحائط ولا تقل المقاومة القصوى الاعتبارية للشد عن ٤٥ كيلو نيوتن لكـــل رباط. وهذه الأربطة تكون متماثلة حول المحور الرأسي للحائط وتقع في الربع الخارجي للحائط كلما أمكن ذلك.

٤- يجب عدم الاعتماد على مقاومة الاحتكاك الناتجة من الأحمـــال الرأســـية الدائمة عند تصميم وعمل تفاصيل الوصلات.

٦-٨-٤-٢ في المنشآت ذات الحوائط الحاملة سابقة الصنع بارتفـاع ثـلاث طوابق فأكثر، يجب على الأقل تحقيق الشروط التالية (٦-٣١):

١- يزود النظام الإنشائي للأسقف بأربطة طولية وعرضيـة تكفـل تحقيـق مقاومة قصوى اعتبارية لا تقل عن ٢٢ كيلو نيوتن/م مـن العـرض أو الطول على التوالي. ويشترط وضع هذه الأربطة عند منـاطق ارتكـاز الحوائط الداخلية وكذلك بين عناصر المنشأ والحوائط الخارجيـة، ويتـم رصها في مسافة لا تزيد عن ٦٠٠مم من منسوب الأرصفة أو السقف.
٢- الأربطة الطولية الموازية لبحور الأسقف يتم رصها على مسافات لا تزيد على ٣,٠٠ متر، ويجب اتخاذ كافة الاحتياطات لنقل القوى حول الفتحات.
٣- الأربطة العرضية المتعامدة على بحور الأسقف يتم رصها على مسـافات لا تزيد على المسافة بين الحوائط الحاملة.
٤- الأربطة حول المحيط الخارجي لكل سقف يتم رصها في مسـافة ١,٢٠ متر من حافة السقف ويجب أن تحقق مقاومة في الشد لا تقـل عـن ٧٠ كيلو نيوتن.
٥- يتم استخدام الأربطة الرأسية في جميع الحوائط، كمـا يجـب أن تكـون مستمرة في طول ارتفاع المبنى ويجب أن تحقق هذه الأربطـة مقاومـة قصوى اعتبارية في الشد لا تقل عن ٤٠ كيلو نيوتن لكل متر أفقي مـن الحائط، ويجب استخدام رباطين على الأقل لكل حائط.

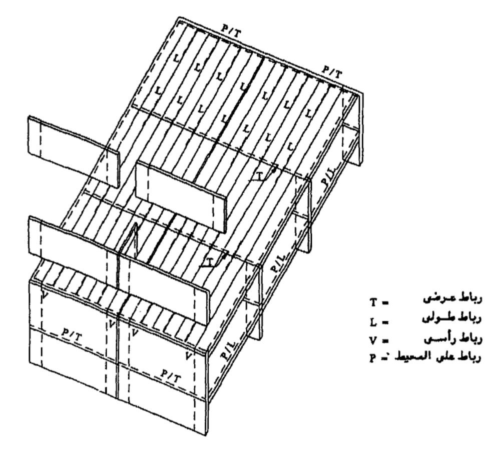
٦-٨-٥ تصميم الوصلات ومناطق الارتكاز

٦-٨-٥-١ يمكن السماح بانتقال القوى بين العناصر عن طريق أي من الفواصـل المحقونة أو مفاتيح القص أو الوصلات الميكانيكية أو وصلات صلـب التسليح الفوقية المسـلحة (Reinforced topping) أو عـن طريـق مجموعة من هذه الوسائل ويفضل استخدام الوصلات الميكانيكية مـع الفواصل المحقونة أو مفاتيح القص في المنشآت المكونة مـن ثلاثـة

أدوار فأكثر.

٦-٨-٥-٢ يتم تحديد صلاحية الوصلات لنقل القوى بين العناصر عن طريق التحليل أو بالاختبار التجريبي وعندما يكون القص هو الحمل الأساسي المؤثر فإنه يجب استيفاء الشروط الواردة في بند (٤-٢-٢-٤).

٦-٨-٥-٣ عند تصميم وصلات ذات مواد الخواص الإنشائية يجب أخذ الجساءة النسبية للمواد وأقصى مقاومة لها وممطوليتها في الاعتبار.



شكل (٦-٣١) التوزيع النمطي الخطي لأربطة الشد في المباني ذات البواكي سابقة الصب

٦-٨-٥-٤ في حالة ارتكاز عناصر الأسقف سابقة الصنع على ركائز بسيطة، يجب أن تستوفي الشروط التالية:

١-يجب ألا تزيد إجهادات الارتكاز المسموح بها على سطح التلامس بين

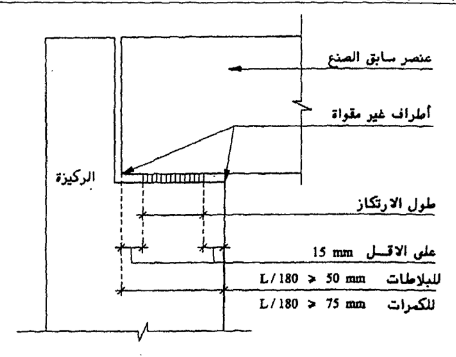
العناصر المرتكزة والمرتكز عليها على مقاومة الارتكاز لأي من أسـطح التلامس مع عنصر الارتكاز. وتحدد مقاومة الخرسانة للارتكـاز طبقـا لاشتراطات بند (٤-٢-٤) أو بند (٥-٦).

٢- إذا لم يثبت بالتحليل الإنشائي أو بالاختبار التجريبي وجود قصـور فـي السلوك الإنشائي للوصلة أو مناطق الارتكاز للعناصر سابقة الصنع يجب توافر الشروط التالية:

أ- يجب التأكد من أن الأبعاد التصميمية -لكل عنصر وعناصر ارتكـازه بعد الأخذ في الاعتبار التفاوتات المسموح بـها- تسـتوفي شـرط أن المسافة بين حافة الركيزة ونهاية العنصر سابق الصنع المرتكز عليها لا تقل عن (١/١٨٠) من البحر الصافي للعنصر على ألا تقل عن ٥٠ مـم للبلاطات و ٧٥مم للكمرات كما هو موضح بالشكل (٦-٣٢).

ب- يتم وضع وسادات الارتكاز للأطراف غير المقـواه، وذلـك علـى مسافة لا تقل عن ١٥مم من وجه الركيزة أو على الأقل عرض الشطف المائل وذلك في الأطراف المشطوفة على المائل.

٣- لا تنطبق اشتراطات البند (٤-٢-٥-٣-جـ) على التسليح المقاوم لعـزوم الانحناء الموجبة في العناصر سابقة الصنع المحددة استاتيكيا، ولكن يجب أن يمتد ثلث هذا التسليح على الأقل إلى منتصف طول الارتكاز.



شكل (٦-٣٢) طول الارتكاز لعنصر سابق الصنع

٦-٨-٦ الأجزاء المدفونة بعد صب الخرسانة

يجوز تثبيت الأجزاء المدفونة وذلك أثناء مرحلة اللدونة للخرسانة مثل الأشاير والمحلقات التي تكون بارزة من سطح الخرسانة أو تظل مكشوفة بغـــرض المعاينـــة بشرط توافر ما يلي:

١- ألا تكون الأجزاء المدفونة ذات نهايـــة خطافيـــة أو مربوطـــة بالتســـليح الموجود داخل الخرسانة.

٢- أن يتم تثبيت الأجزاء المدفونة في وضعها الصحيح أثناء مرحلة اللدونـــة للخرسانة.

٣- أن يتم دمك الخرسانة جيدا حول الأجزاء المدفونة.

٦-٨-٧ الترقيم والتمييز

١- يجب أن يتم ترقيم كل عنصر سابق الصنع مكانه واتجاهه فـــي المنشـــأ وأيضا تاريخ التصنيع.

٢- يجب أن تكون علامات التمييز مطابقة لرسومات التركيب.

٦-٨-٨ المناولة

١- عند تصميم العناصر سابقة الصنع، يجب الأخذ في الاعتبار كافة القوى والتشوهات (Distortions) الناتجة أثناء المعالجة وفك الشدات والتخزين والنقل والتركيب.

٢- يجب تثبيت الوحدات سابقة الصنع أثناء التركيب بوسائل تضمن عدم اختلال وضعها حتى الانتهاء من صب الوصلات الدائمة.

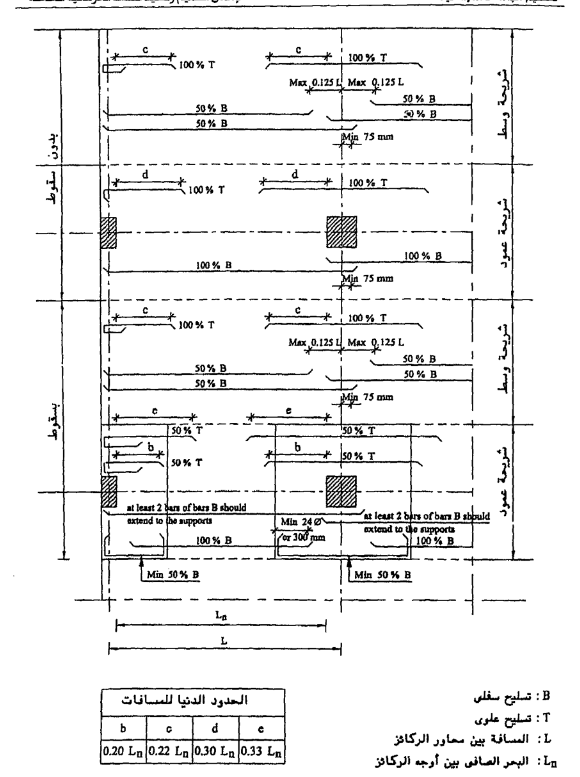
٦-٨-٩ تقييم مقاومة العنصر سابقة الصنع

١- يمكن اختبار العناصر سابقة الصنع التي تستخدم بالإضافة إلى خرسانة مصبوبة في مكانها -في الانحناء- بتحميل العنصر سابق التصنيع فقط طبقا لما يلي:

أ- يمكن التأثير بأحمال الاختبار فقط عندما توضح الحسابات أن العنصر سابق الصنع منفردا لن يكون حرجا في الضغط أو الانبعاج.

ب- حمل الاختبار هو ذلك الحمل الذي عند تطبيقه على العنصر سابق الصنع منفردا يعطي نفس قوة الشد الكلية في تسليح الشد التي ستتواجد عند تحميل العنصر المركب بحمل الاختبار طبقا للبند (٨-٧-٧).

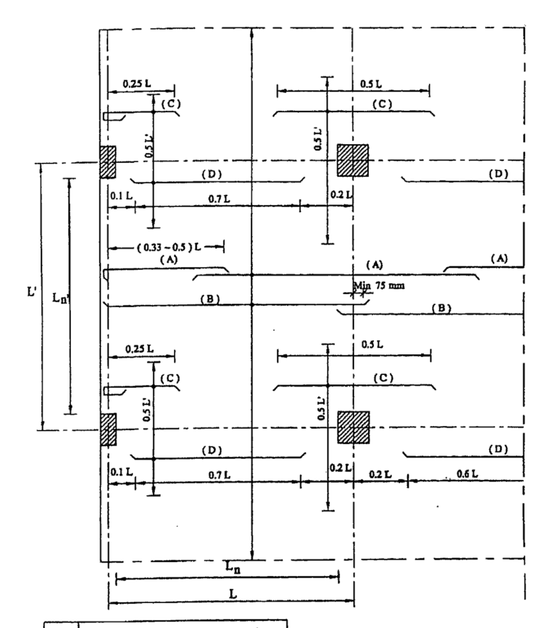
٢- يعتبر العنصر سابق الصنع مقبولا إذا استوفى الشروط الواردة في بند (٨-٧-٧).



الحدود الدنيا للمسافات			
b	c	d	e
0.20 L_n	0.22 L_n	0.30 L_n	0.33 L_n

B : تسليح سفلى
T : تسليح علوى
L : المسافة بين محاور الركائز
L_n : البحر الصافى بين أوجه الركائز

شكل (٧-٤-أ) نموذج تسليح عام لبلاطة مسطحة (لاكمرية)



A	شبكة التسليح العلوى
B	شبكة التسليح السفلى
C	تسليح علوي اضافى لشريحة العمود
D	تسليح سفلى اضافى لشريحة العمود

L or L' : المسافة بين محاور الركائز

L_n or l : البحر الصافى بين أوجه الركائز

شكل (٧-٤-ب) نموذج تسليح مرادف لبلاطة مسطحة (لاكمرية) باستخدام شبكة رئيسية وتسليح إضافي

جداول مساعدة فى تصميم البلاطات

أعدت هذه الجداول بواسطة الحاسب الآلي وذلك فى للمساعدة فـــى حســاب البلاطات المصمته المحملة على كمرات خرسانية جسيئة ذات اتجاهين.

ونرجو لفت النظر انه لا ينبغى لغير المهندسين الإنشـــائيين اســتخدام هــذه الجداول حرصا على سلامه استخدامها والاختيار منـــها حســب ظــروف التصميــم الإنشائي وذلك حفاظا على سلامة المنشآت الخرسانية.

DESIGN OF SLABS

1- DESIGN BASIS (continuous slabs)

F_{CU}= 250 Kg/cm^2 , F_Y=2400Kg/cm^2 , γ_c=2.5 t/m^3 , F.C= 150 Kg/cm^2

L.L=100 Kg/m²

Ls \ Lr	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5φ8	5φ8	6φ8	5φ8	7φ8	5φ8						
4	10		10		10		10		12			
	6φ8	5φ8	6φ8	6φ8	6φ10	5φ10	7φ10	5φ10	8φ10	5φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	7φ8	5φ8	6φ10	5φ10	6φ10	6φ10	7φ10	6φ10	8φ10	7φ10	9φ10	7φ10
6			10		12		14		15		16	
			7φ10	5φ10	7φ10	6φ10	6φ13	6φ13	8φ13	7φ13	9φ13	7φ13
7			12		12		15		16		18	
			8φ10	5φ10	9φ10	6φ10	8φ13	7φ13	8φ13	8φ13	7φ16	6φ16
8					14		16		18		18	
					9φ10	7φ10	9φ13	7φ13	7φ16	6φ16	6φ16	6φ16

L.L=200 Kg/m²

Ls \ Lr	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5φ8	5φ8	7φ8	5φ8	8φ8	5φ8						
4	10		10		10		12		12			
	7φ8	5φ8	8φ8	8φ8	7φ10	5φ10	7φ10	5φ10	9φ10	6φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	8φ8	5φ8	7φ10	5φ10	7φ10	7φ10	8φ10	7φ10	9φ10	7φ10	7φ13	6φ10
6			12		12		15		15		16	
			7φ10	5φ10	8φ10	7φ10	7φ13	7φ13	9φ13	7φ13	7φ16	6φ13
7			12		12		15		16		18	
			9φ10	6φ10	9φ10	7φ10	9φ13	7φ13	6φ16	6φ16	7φ16	6φ16
8					14		16		18		18	
					7φ13	6φ10	7φ16	6φ13	7φ16	6φ16	7φ16	7φ16

L.L=250 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5φ8	5φ8	7φ8	5φ8	6φ10	6φ8						
4	10		10		10		12		12			
	7φ8	5φ8	8φ8	8φ8	7φ10	5φ10	8φ10	6φ10	6φ13	5φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	6φ10	6φ8	7φ10	5φ10	7φ10	7φ10	9φ10	8φ10	7φ13	5φ13	7φ13	7φ10
6			12		12		15		16		18	
			8φ10	6φ10	9φ10	8φ10	7φ13	7φ13	9φ13	7φ13	7φ16	6φ13
7			12		12		16		18		18	
			6φ13	5φ10	7φ13	5φ13	9φ13	7φ13	6φ16	6φ16	8φ16	6φ16
8					14		18		18		18	
					7φ13	7φ10	7φ16	6φ13	8φ16	6φ16	8φ16	8φ16

L.L=300 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5φ8	5φ8	8φ8	6φ8	6φ10	6φ8						
4	10		10		10		12		12			
	8φ8	6φ8	6φ10	6φ10	8φ10	6φ10	8φ10	6φ10	6φ13	5φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	6φ10	6φ8	8φ10	6φ10	8φ10	8φ10	6φ13	5φ13	7φ13	5φ13	7φ13	5φ13
6			12		12		15		16		18	
			8φ10	6φ10	6φ13	5φ13	8φ13	8φ13	7φ16	5φ16	7φ16	6φ13
7			12		12		16		18		20	
			6φ13	5φ10	7φ13	5φ13	7φ16	5φ16	6φ16	6φ16	8φ16	6φ16
8					14		18		20		20	
					7φ13	5φ13	7φ16	6φ13	8φ16	6φ16	8φ16	8φ16

L.L=400 Kg/m²

Ls \ Ll	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	6φ8	6φ8	9φ8	6φ8	7φ10	5φ10						
4	10		10		10		12		12			
	9φ8	6φ8	6φ10	6φ10	9φ10	7φ10	9φ10	6φ10	7φ13	6φ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	7φ10	5φ10	9φ10	7φ10	9φ10	9φ10	7φ13	5φ13	7φ13	5φ13	8φ13	5φ13
6			12		12		15		18		18	
			9φ10	6φ10	7φ13	5φ13	9φ13	9φ13	7φ16	6φ16	8φ16	6φ16
7			12		14		18		18		20	
			7φ13	6φ10	7φ13	5φ13	7φ16	6φ16	7φ16	7φ16	9φ16	7φ16
8					14		18		20		20	
					8φ13	5φ13	8φ16	6φ16	9φ16	7φ16	8φ16	8φ16

L.L=500 Kg/m²

Ls \ Ll	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		12							
	6φ10	6φ10	8φ10	7φ10	9φ10	6φ10						
4	10		12		12		12		14			
	8φ10	7φ10	9φ10	9φ10	8φ13	6φ13	9φ13	6φ13	8φ13	6φ10		
5	12		12		14		15		16		18	
	9φ10	6φ10	8φ13	6φ13	7φ13	7φ13	9φ13	7φ13	7φ16	6φ13	7φ16	5φ13
6			12		15		16		18		20	
			9φ13	6φ13	9φ13	7φ13	9φ13	9φ13	8φ16	6φ16	8φ16	7φ13
7			14		16		18		20		22	
			8φ13	6φ10	7φ16	6φ13	8φ16	6φ16	7φ16	7φ16	9φ16	7φ16
8					18		20		22		22	
					7φ16	5φ13	8φ16	7φ13	9φ16	7φ16	9φ16	9φ16

2- DESIGN BASIS (continous slabs)

F_{CU}= 250 Kg/cm^2 , F_y=3600 Kg/cm^2 , γ_c=2.5 t/m^3 , F.C= 150 Kg/m^2

L.L=100 Kg/m²

Ls \ L.L	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		10		12			
	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	7Φ8	6Φ8	8Φ8	6Φ8	9Φ8	6Φ8		
5	10		10		12		12		12		14	
	5Φ8	5Φ8	7Φ8	6Φ8	7Φ8	7Φ8	8Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	5Φ10
6			10		12		14		15		16	
			8Φ8	6Φ8	8Φ8	7Φ8	7Φ10	7Φ10	9Φ10	8Φ10	6Φ13	5Φ13
7			12		12		15		16		18	
			9Φ8	6Φ8	6Φ10	5Φ10	9Φ10	8Φ10	9Φ10	9Φ10	7Φ13	6Φ13
8					14		16		18		18	
					6Φ10	5Φ10	6Φ13	5Φ13	7Φ13	6Φ13	6Φ13	6Φ13

L.L=200 Kg/m²

Ls \ L.L	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	6Φ8	8Φ8	6Φ8	8Φ8	6Φ8	6Φ10	5Φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	6Φ8	5Φ8	8Φ8	6Φ8	8Φ8	8Φ8	9Φ8	8Φ8	6Φ10	5Φ10	8Φ10	5Φ10
6			12		12		15		15		16	
			8Φ8	6Φ8	9Φ8	8Φ8	8Φ10	8Φ10	6Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ10
7			12		12		15		16		18	
			6Φ10	5Φ10	6Φ10	5Φ10	6Φ13	5Φ13	6Φ13	6Φ13	7Φ13	6Φ13
8					14		16		18		18	
					8Φ10	5Φ10	7Φ13	7Φ10	7Φ13	6Φ13	7Φ13	7Φ13

L.L=250 Kg/m²

Ls \ Lt	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	7Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	6Φ8	8Φ8	6Φ8	9Φ8	7Φ8	7Φ10	6Φ8		
5	10		10		12		12		12		14	
	7Φ8	5Φ8	8Φ8	6Φ8	8Φ8	8Φ8	6Φ10	5Φ10	8Φ10	6Φ10	8Φ10	5Φ10
6			12		12		15		16		18	
			9Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10	8Φ10	8Φ10	6Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ10
7			12		12		16		18		18	
			7Φ10	6Φ8	8Φ10	6Φ10	6Φ13	5Φ13	6Φ13	6Φ13	8Φ13	6Φ13
8					14		18		18		18	
					8Φ10	5Φ10	7Φ13	7Φ10	8Φ13	6Φ13	8Φ13	8Φ13

L.L=300 Kg/m²

Ls \ Lt	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8	7Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	6Φ8	5Φ8	7Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	6Φ8	7Φ10	6Φ8		
5	10		10		12		12		12		14	
	7Φ8	5Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	6Φ10	7Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10
6			12		12		15		16		18	
			6Φ10	6Φ8	7Φ10	6Φ10	9Φ10	9Φ10	7Φ13	5Φ13	7Φ13	6Φ10
7			12		12		16		18		20	
			7Φ10	6Φ8	8Φ10	6Φ10	7Φ13	5Φ13	6Φ13	6Φ13	8Φ13	6Φ13
8					14		18		20		20	
					8Φ10	6Φ10	7Φ13	7Φ10	8Φ13	6Φ13	8Φ13	8Φ13

L.L=400 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8	8Φ8	6Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	6Φ8	5Φ8	7Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	5Φ10	8Φ10	5Φ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	8Φ8	6Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	9Φ10	6Φ10
6			12		12		15		18		18	
			6Φ10	5Φ10	8Φ10	6Φ10	6Φ13	6Φ13	7Φ13	6Φ13	8Φ13	6Φ13
7			12		14		18		18		20	
			8Φ10	5Φ10	8Φ10	6Φ10	7Φ13	6Φ13	7Φ13	7Φ13	9Φ13	7Φ13
8					14		18		20		20	
					9Φ10	6Φ10	8Φ13	6Φ13	9Φ13	7Φ13	8Φ13	8Φ13

L.L=500 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		12							
	7Φ8	7Φ8	9Φ8	8Φ8	6Φ10	5Φ10						
4	10		12		12		12		14			
	9Φ8	8Φ8	6Φ10	6Φ10	9Φ10	7Φ10	6Φ13	5Φ13	9Φ10	5Φ10		
5	12		12		14		15		16		18	
	6Φ10	5Φ10	9Φ10	7Φ10	8Φ10	8Φ10	6Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ10	7Φ13	6Φ10
6			12		15		16		18		20	
			6Φ13	5Φ13	6Φ13	5Φ13	6Φ13	6Φ13	8Φ13	6Φ13	8Φ13	8Φ10
7			14		16		18		20		22	
			9Φ10	5Φ10	7Φ13	7Φ10	8Φ13	6Φ13	7Φ13	7Φ13	9Φ13	7Φ13
8					18		20		22		22	
					7Φ13	6Φ10	8Φ13	8Φ10	9Φ13	7Φ13	9Φ13	9Φ13

1- DESIGN BASIS (simple slabs)

F_{cu}= 250 Kg/cm^2 , F_y=2400Kg/cm^2 , γ_c=2.5 t/m^3 , F.C= 150 Kg/m^2

L.L=100 Kg/m^2

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5φ8	5φ8	7φ8	5φ8	9φ8	5φ8						
4	10		10		10		10		12			
	7φ8	5φ8	8φ8	8φ8	7φ10	5φ10	8φ10	6φ10	9φ10	6φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	9φ8	5φ8	7φ10	5φ10	7φ10	7φ10	6φ13	5φ13	7φ13	5φ13	7φ13	7φ10
6			10		12		14		16		18	
			8φ10	6φ10	6φ13	5φ13	8φ13	8φ13	9φ13	7φ13	7φ16	6φ13
7			12		12		16		16		18	
			9φ10	6φ10	7φ13	5φ13	9φ13	7φ13	7φ16	7φ16	8φ16	7φ16
8					14		18		18		18	
					7φ13	7φ10	7φ16	6φ13	8φ16	7φ16	8φ16	8φ16

L.L=200 Kg/m^2

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	6φ8	6φ8	9φ8	6φ8	7φ10	6φ8						
4	10		10		10		12		12			
	9φ8	6φ8	6φ10	6φ10	9φ10	7φ10	9φ10	6φ10	7φ13	6φ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	7φ10	6φ8	9φ10	7φ10	8φ10	8φ10	6φ13	5φ13	7φ13	5φ13	8φ13	8φ10
6			12		12		15		18		18	
			9φ10	6φ10	6φ13	5φ13	9φ13	9φ13	7φ16	6φ16	8φ16	67φ13
7			12		14		18		18		20	
			7φ13	6φ10	7φ13	5φ13	7φ16	6φ16	7φ16	7φ16	9φ16	7φ16
8					14		18		20		20	
					8φ13	8φ10	8φ16	7φ13	9φ16	7φ16	9φ16	9φ16

L.L=250 Kg/m²

Ls \ Ll	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	6ϕ8	6ϕ8	9ϕ8	6ϕ8	8ϕ10	7ϕ8						
4	10		10		10		12		12			
	9ϕ8	6ϕ8	7ϕ10	7ϕ10	9ϕ10	7ϕ10	6ϕ13	6ϕ10	7ϕ13	6ϕ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	8ϕ10	7ϕ8	9ϕ10	7ϕ10	9ϕ10	9ϕ10	7ϕ13	6ϕ13	7ϕ13	5ϕ13	9ϕ13	8ϕ10
6			12		12		15		18		18	
			6ϕ13	6ϕ10	7ϕ13	6ϕ13	9ϕ13	9ϕ13	7ϕ16	6ϕ16	8ϕ16	7ϕ13
7			12		14		18		18		22	
			7ϕ13	6ϕ10	7ϕ13	5ϕ13	7ϕ16	6ϕ16	7ϕ16	7ϕ16	9ϕ16	7ϕ16
8					14		18		22		22	
					9ϕ13	8ϕ10	8ϕ16	7ϕ13	9ϕ16	7ϕ16	9ϕ16	9ϕ16

L.L=300 Kg/m²

Ls \ Ll	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	6ϕ8	6ϕ8	9ϕ8	6ϕ8	8ϕ10	7ϕ8						
4	10		10		12		12		14			
	9ϕ8	7ϕ8	7ϕ10	7ϕ10	9ϕ10	7ϕ10	6ϕ13	5ϕ13	7ϕ13	6ϕ10		
5	10		12		12		12		14		15	
	8ϕ10	7ϕ8	9ϕ10	7ϕ10	9ϕ10	9ϕ10	7ϕ13	6ϕ13	8ϕ13	6ϕ13	9ϕ13	5ϕ13
6			12		12		16		18		20	
			6ϕ13	5ϕ13	7ϕ13	6ϕ13	9ϕ13	9ϕ13	8ϕ16	7ϕ16	8ϕ16	7ϕ13
7			14		14		18		18		22	
			7ϕ13	6ϕ10	8ϕ13	6ϕ13	8ϕ16	7ϕ16	8ϕ16	8ϕ16	9ϕ16	7ϕ16
8					15		20		22		22	
					9ϕ13	5ϕ13	8ϕ16	7ϕ13	9ϕ16	7ϕ16	9ϕ16	9ϕ16

L.L=400 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	7φ8	7φ8	7φ10	5φ10	9φ10	5φ10						
4	10		10		12		12		14			
	7φ10	5φ10	8φ10	8φ10	6φ13	5φ13	7φ13	5φ13	8φ13	7φ10		
5	10		12		12		14		14		16	
	9φ10	5φ10	6φ13	5φ13	7φ13	7φ13	7φ13	6φ13	9φ13	6φ13	9φ13	6φ13
6			12		14		16		20		22	
			7φ13	5φ13	7φ13	6φ13	7φ16	7φ16	8φ16	7φ16	9φ16	8φ13
7			14		14		20		20		24	
			8φ13	7φ10	9φ13	6φ13	8φ16	7φ16	8φ16	8φ16	7φ19	6φ19
8					16		22		24		24	
					9φ13	6φ13	9φ16	86φ16	7φ19	6φ19	7φ19	7φ19

L.L=500 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		12		12							
	7φ10	7φ10	6φ13	6φ10	7φ13	6φ10						
4	12		12		14		15		16			
	6φ13	6φ10	7φ13	7φ13	8φ13	6φ13	9φ13	6φ13	9φ13	6φ10		
5	12		14		15		18		18		20	
	7φ13	6φ10	8φ13	6φ13	8φ13	8φ13	7φ16	7φ13	8φ16	8φ13	8φ16	5φ13
6			15		18		18		20		22	
			9φ13	6φ13	7φ16	7φ13	7φ16	7φ16	9φ16	7φ16	7φ19	6φ16
7			16		18		20		20		24	
			9φ13	6φ10	8φ16	8φ13	9φ16	7φ16	9φ16	9φ16	7φ19	6φ19
8					20		22		24		24	
					8φ16	5φ13	7φ19	6φ16	7φ19	6φ19	7φ19	7φ19

1- DESIGN BASIS (simple slabs)

F_{CU}= 250 Kg/cm², F_y=3600Kg/cm², γ_c=2.5 t/m³, F.C= 150 Kg/m²

L.L=100 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		10		12			
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	6Φ8	8Φ8	6Φ8	9Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10		
5	10		10		12		12		12		14	
	6Φ8	5Φ8	8Φ8	6Φ8	8Φ8	8Φ8	7Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	8Φ10	5Φ10
6			10		12		14		16		18	
			9Φ8	7Φ8	7Φ10	6Φ10	6Φ13	6Φ13	6Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ10
7			12		12		16		16		18	
			6Φ10	5Φ10	8Φ10	6Φ10	6Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ13	8Φ13	7Φ13
8					14		18		18		18	
					8Φ10	5Φ10	7Φ13	7Φ10	8Φ13	7Φ13	8Φ13	8Φ13

L.L=200 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8	8Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	6Φ8	5Φ8	7Φ8	7Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	5Φ10	8Φ10	5Φ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	8Φ8	5Φ8	6Φ10	5Φ10	9Φ8	9Φ8	7Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	9Φ10	5Φ10
6			12		12		15		18		18	
			6Φ10	5Φ10	7Φ10	6Φ10	6Φ13	6Φ13	7Φ13	6Φ13	8Φ13	8Φ10
7			12		14		18		18		20	
			8Φ10	5Φ10	9Φ10	7Φ10	7Φ13	6Φ13	8Φ13	7Φ13	9Φ13	7Φ13
8					14		18		20		20	
					9Φ10	5Φ10	8Φ13	8Φ10	9Φ13	7Φ13	9Φ13	9Φ13

L.L=250 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8	9Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		12			
	6Φ8	5Φ8	8Φ8	8Φ8	6Φ10	5Φ10	7Φ10	5Φ10	8Φ10	5Φ10		
5	10		10		12		12		14		14	
	8Φ8	5Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	6Φ10	8Φ10	7Φ10	8Φ10	6Φ10	6Φ13	6Φ10
6			12		12		15		18		18	
			7Φ10	5Φ10	8Φ10	7Φ10	6Φ13	6Φ13	7Φ13	6Φ13	8Φ13	5Φ13
7			12		14		18		18		22	
			8Φ10	5Φ10	8Φ10	6Φ10	7Φ13	6Φ13	7Φ13	7Φ13	9Φ13	7Φ13
8					14		18		22		22	
					6Φ13	7Φ10	8Φ13	5Φ13	9Φ13	7Φ13	9Φ13	9Φ13

L.L=300 Kg/m²

Ls \ L1	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	6Φ8	5Φ8	9Φ8	5Φ8						
4	10		10		10		12		14			
	6Φ8	5Φ8	8Φ8	8Φ8	6Φ10	5Φ10	7Φ10	6Φ10	8Φ10	5Φ10		
5	10		12		12		12		14		14	
	9Φ8	5Φ8	6Φ10	5Φ10	6Φ10	6Φ10	8Φ10	7Φ10	9Φ10	7Φ10	6Φ13	6Φ10
6			12		12		16		18		20	
			7Φ10	6Φ10	8Φ10	7Φ10	6Φ13	6Φ13	8Φ13	7Φ13	8Φ13	8Φ10
7			14		14		18		18		22	
			8Φ10	5Φ10	9Φ10	7Φ10	8Φ13	7Φ13	8Φ13	8Φ13	9Φ13	7Φ13
8					15		20		22		22	
					6Φ13	6Φ10	8Φ13	8Φ10	9Φ13	7Φ13	9Φ13	9Φ13

L.L=400 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		10		10							
	5Φ8	5Φ8	8Φ8	6Φ8	6Φ10	6Φ8						
4	10		10		12		12		14			
	8Φ8	6Φ8	6Φ10	6Φ10	7Φ10	6Φ10	8Φ10	6Φ10	9Φ10	5Φ10		
5	10		12		12		14		14		16	
	6Φ10	6Φ8	7Φ10	6Φ10	8Φ10	8Φ10	8Φ10	7Φ10	6Φ13	5Φ13	6Φ13	5Φ13
6			12		14		16		20		22	
			8Φ10	6Φ10	8Φ10	7Φ10	7Φ13	7Φ13	8Φ13	7Φ13	9Φ13	6Φ13
7			14		14		20		20		24	
			6Φ13	5Φ13	6Φ13	5Φ13	8Φ13	7Φ13	8Φ13	8Φ13	7Φ16	6Φ16
8					16		22		24		24	
					6Φ13	5Φ13	9Φ13	6Φ13	7Φ16	6Φ16	7Φ16	7Φ16

L.L=500 Kg/m²

Ls \ LL	3		4		5		6		7		8	
3	10		12		12							
	5Φ10	5Φ10	7Φ10	5Φ10	8Φ10	5Φ10						
4	12		12		14		15		16			
	7Φ10	5Φ10	8Φ10	8Φ10	9Φ10	7Φ10	6Φ13	5Φ13	6Φ13	5Φ10		
5	12		14		15		18		18		20	
	8Φ10	5Φ10	9Φ10	7Φ10	9Φ10	9Φ10	7Φ13	5Φ13	8Φ13	6Φ13	8Φ13	5Φ13
6			15		18		18		20		22	
			6Φ13	5Φ13	7Φ13	5Φ13	7Φ13	7Φ13	9Φ13	7Φ13	7Φ16	6Φ13
7			16		18		20		20		24	
			6Φ13	5Φ10	8Φ13	6Φ13	9Φ13	7Φ13	9Φ13	9Φ13	7Φ16	6Φ16
8					20		22		24		24	
					8Φ13	5Φ13	7Φ16	6Φ13	7Φ16	6Φ16	7Φ16	7Φ16

REFERNCES

1- PHIL. M. FERGUSON
"Reinforced concrete fundamentals." 3rd edition

2- EDWARD G. NAWY
Reinforced concrete " A fundamental approach "

3- PAUL F. RICE, EDWARD S. HOFFMAN
" Structural design guide to the ACI building code "

4- M. KONCZ
" Manual of precast Concrete Construction "

5- CHARLES E. REYNOLDS & J.C STRRMAN
" Reinforced Concrete Designer's Handbook "

6- A.H. ALLEN
" Reinforced Concrete Design To Cpllo, Simply Explained "

7- DERRICK BECKTT.
" Limit State Design Of Reinforced Concrete Structures "

8- EDWIN H. GAYLORD, CHARLES N. GAYLORD
" Structural Engineering Handbook "

9- N.C. SINHA & S.K. ROY
" Fundamentals Of Reinforced Concrete "

10- SHAKER EL - BHAIRY
" Reinforced Concrete Design Handbook Part 1 & 2"

11- RAYMOND J. ROARK & WARREN C. YOUNG
" Formulas For Stress and Strain " 5-th edition.

12- M.HILLAL
" Fundamentals Of Reinforced and Prestressed Concrete "



13- KAMAL NASSIF GHALI
" Lectures On R.C. Slabs "

14- European Committee For Concrete-Information Bulletin N 35
"The Application Of The Yield Line Theory To The Calculations Of The Flextural Strength Of Flat Slabs Floor "

15- SHAKER EL - BEHAIRY
" Lectures On Yield Line Theory "

16- P. DAYA RATNAM
" Design Of Reinforces Concrete Structures "

18- ROBERT A. HARTLAND
"Design of precast concrete"

19- CP. 110 & B.S 8110

20- ACI 318-83 & ACI 3/8. M-89

21- U.H. VARYANT & A.RADHAJI
"Manual for limit state design of reinforced concrete members" in accordance with IS: 456-1978

22- M. SIVARAMAKRISHNA IYER
"Design examples in reinforced concrete"

23- KONG & EVANS
"Reinforced and prestressed concrete" 3rd edition

24- CHU-KIA WANG, CHARLES G. SALMON
"Reinforced concrete design" 4th edition

Index



فهرس

Index

Index

Index

Other Books for the Author

- Design of Reinforced Concrete **Slabs**
- Design of Reinforced Concrete **Stairs**
- Design of Reinforced Concrete Mosques
- Design of Reinforced Concrete Beams
- Foundation Design part I
- Foundation Design part II

- أسباب انهيارات المبانى (طرق الترميم والصيانة)
- التصميم الإنشائى للكمرات الخرسانية
- تصميم المنشآت الخرسانية لمقاومة الرياح والزلازل
- الزلازل وسلامة مسكنك
- التصميم الإنشائى للبلاطات الخرسانية
- الدليل الإنشائى لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة



دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٧٩٥٤٢٢٩
e-mail: sbh@link
www. sbheg.com

I.S.B.N 977-287-339-7